

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ  
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва**

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ  
Завідувач кафедри  
О.І. Лапенко  
“\_\_\_” \_\_\_\_\_ 2020 р.

**ДИПЛОМНА РОБОТА  
(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)**

**ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ  
“МАГІСТР”**

1. **Тема:** Регулювання технічного стану будівель та споруд

**Виконав:** Шпінь Максим Миколаєвич

**Керівник:** Лапенко Олександр Іванович

**Консультанти з розділів:**

Охорона праці Гулевець Вадим Дмитрович

Охорона довкілля Гай Анжела Аркадіївна

**Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД):** \_\_\_\_\_ **Родченко О.В.**

**Київ 2020**

# ЗМІСТ ДИПЛОМНОЇ РОБОТИ

## Вступ

### 1. Аналітичний огляд.....

Огляд архітектурно-будівельних рішень готельно-розважального комплексу.....

### 2. Архітектурна частина.....

Загальні відомості.....

Вихідні дані для проектування.....

Архітектурно-планувальні рішення.....

Архітектурно-конструктивні рішення.....

Зовнішнє і внутрішнє оздоблення.....

### 3. Розрахунково-конструктивна частина.....

Розрахунок і конструювання балки.....

Розрахунок монолітної залізобетонної колони.....

Розрахунок плити перекриття.....

Розрахунок зусиль в куполі.....

### 4. Основи та фундаменти.....

Розрахунок фундаменту .....

Визначення характеристик ґрунту.....

### 5. Технологія будівництва .....

Склад комплексного технологічного процесу при виконанні монолітних робіт.....

Транспортування бетонної суміші.....

Подання бетонної суміші.....

Бетонування конструкцій.....

Монтажні роботи.....

Техніка безпеки при влаштуванні монолітних залізобетонних колон.....

Технологія виконання цегляної кладки стін.....

### 6. Організація будівництва.....

Вихідні дані для проектування.....	
<b>7. Охорона праці .....</b>	
Перелік виробничих чинників, що діють у робочій зоні .....	
Технічні та організаційні заходи для зменшення рівня впливу небезпечних та шкідливих виробничих чинників.....	
Забезпечення пожежної і вибухової безпеки в розробленому проекті .....	
Спеціальні вимоги по охороні праці .....	
<b>8. Охорона навколишнього середовища.....</b>	
Охорона водних об'єктів.....	
Охорона ґрунту .....	
<b>9. Наукова частина</b>	
<b>Висновки.....</b>	
<b>Список використаної літератури.....</b>	
<b>Додатки .....</b>	

## **1.Огляд архітектурно-будівельних рішень готельно-розважального комплексу.**

В мікрорайоні житлового масиву “Західний” м. Бровари запроєктовано готельний комплекс, який представляє собою окремо розташовану споруду.

Територіально готельний комплекс розміщений між осередками житлових будинків з зручними пішохідними сполученнями, транспортними під’їздами з стоянками для автомобілів та автобусів. Прилегла територія підлягає благоустрою з квітниками, газонами та малими формами. По периметру будівлі передбачено тверде покриття кольоровою тротуарною плиткою.

Готельний комплекс - трикутна в плані 3-поверхова споруда з експлуатуємим підвалом, запроєктований згідно ДБН В.2.2.-9-99. Будинок 1 класу. Ступінь довговічності та вогнестійкості основних конструкцій -1.

Конструктивна схема будинку розташовані під кутом 60° та замкнені в трикутник несучі стіни та стовпи із силікатної цегли і монолітні залізобетонні перекриття. Покриття венткамери - скатна покрівля по металевим фермам. Зовнішні стіни утеплюються "Fasrock". Між фундаментною плитою та підлогою підвалу передбачено засипку ущільненим піском та підпільні канали для проходу інженерних комунікацій ОВ, ВК . В підвальному поверсі розміщено оздоровчий комплекс: римська баня, солярій, масажні кабінети, роздягальні з душовими, кімната відпочинку, рекреація з тренажерами, турецька баня, пральня готелю, підсобні та технічні приміщення.

По периметру будівлі передбачено приямки з вікнами для освітлення приміщень природним світлом.

Технічні приміщення і електрощитові, насосна, водомірний вузол, прибудований індивідуальний теплопункт має автономні зовнішні сходи.

Приміщення для відвідувачів поділені на 2 протипожежних відсіки з 2-ма евакуаційними виходами з кожного відсіку згідно ДБН В 1.1-7-2002 п. 5.9. г) . Евакуаційні сходи відокремлені Ліфти та службові сходи мають сполучення з підвальним поверхом через протипожежні тамбури шлюзи 1-го типу з підпором повітря при пожежі згідно ДБН В 1.1-7-2002 п. 4.34, 4.35.

На 1 поверсі розміщено вестибюль, адміністративні та службові приміщення готелю, перукарню, ресторан з банкетним залом службові виробничі та підсобні приміщення ресторану.

Зал для переговорів, який розташований з центрі плану, має 2 евакуаційних виходи згідно ДБН В 11-7-2002 п. 5.9. а) ;в). З 1-го поверху передбачено 3 розосереджених евакуаційних виходи. Крім основних входів для відвідувачів, передбачено окремий службовий вхід та завантажувальна рампа.

На 2 та 3 поверхах передбачено готельні номери та приміщення для обслуговування проживаючих: 34 1-кімнатних та 8 2-кімнатних номерів з санвузлом, вбудованими шафами та "французьким" балконом в кожному номері.

На 3 поверсі, в центрі плану, розміщено зал для нарад на 166 місць з двома евакуаційними виходами в коридори, які ведуть до сходових кліток.

Коридори готелю мають світлові кармани в кожному торці біля сходових клітин та розділені перегородками 2-го типу з самозачиняючимися дверима для обмеження довжини коридору до 60м. згідно ДБН В 11-7-2002 п. 5.26. Евакуація з 2,3 поверхів передбачена по сходам в 3-х сходових клітках СК-1.

5. На покрівлі розміщені : венткамера машинні приміщення ліфтів та вентиляційна шахта. Вихід на покрівлю та вхід до венткамери передбачені по металевим сходам, відокремленим від прилеглих приміщень перегородками 1-го типу з дверима EI-30.

6. Проектом передбачено дотримання вимог пожежної безпеки, зазначених в ДБН В 1.1-7-2002 "Пожежна безпека об'єктів будівництва", а саме : використання будівельних та оздоблювальних матеріалів, які мають відповідний клас горючості. Вхідні-двері, двері сходових кліток обладнані пристроєм до само зачинення та ущільнення в притулах . Двері технічних приміщень, а також в протипожежних" перегородках 1-го типу - EI 30. Схеми евакуаційних шляхів за підписом відповідальної особи розташовуватимуться на видних місцях. Проектом передбачено влаштування протипожежного водопостачання та обладнання автоматичною системою пожежної сигналізації.

## **2.2. Інженерно-геологічні умови майданчика**

1. За умовну позначку 0.000 прийнятий рівень чистої підлоги 1-го поверху, що відповідає абсолютній відмітці 100.450 на генплані.
  2. Відповідно до технічного висновку про інженерно-геологічні вишукування основою фундаментів служить шар ІГЕ 6- пісок мілкий ,щільний, однорідний, насичений водою.
  3. Ґрунтові умови площадки залежно від можливості прояву осідання від власної ваги ставляться до І типу по просадочності.
  4. Площадка ставиться до потенційно подтоплюємої території за рахунок можливого утворення горизонту ґрунтових вод типу "верховодки" у період будівництва й експлуатації.
  5. Ґрунтові води в період вишукувань виявлено на відм. 95.5 м.
  6. Ґрунтові води за результатами хімічних аналізів проб води не мають агресивний вплив на бетон марки W4 по змісту всіх компонентів.
  7. Глибина промерзання - 1.10 м.
  8. Ґрунти основи в період будівництва повинні бути захищені від зволоження поверхневими водами та від промерзання. Для забезпечення необхідного й швидкого стоку поверхневих вод, роботи з вертикального планування виконувати в першу чергу.
  9. При розкритті котловану ґрунти на оцінці закладення підшов фундаментів повинні бути оглянуті інженером-геологом зі складанням відповідного акту.
  10. У випадку виявлення під підшвою фундаментів ґрунтів, відмінних від прийнятих у проекті, необхідно викликати представника авторського нагляду для ухвалення рішення.
  11. Проект буроінекційних пальових фундаментів розроблено виходячи з несучої спроможності палі, рівної 79 тс, визначеної згідно результатів статичного випробування палі згідно ДСТУ В.2.1-1-95.
- У випадку не відповідності несучої здатності палі розрахунковому значенню необхідно буде коректування пального поля.

12. Бетон для паль прийнятий нормальної щільності, класу В25, по водонепроникності - W6. У якості в'язкого прийнятий портландцемент за ДСТУ 10178-76.
13. Роботи по влаштуванню пальної основи й ростверків вести у відповідності з ДБН.
14. Під ростверком виконати підготовку з бетону класу В7.5 товщиною 100 мм.
15. Горизонтальну гідроізоляцію виконати із цементного розчину співвідношенням 1:2 з додаванням церезитової емульсії товщиною 20 мм, вертикальну гідроізоляцію виконати обклеювальною.
16. Зворотне засипання котловану виконувати місцевим ґрунтом з ретельним пошаровим трамбуванням до об'ємної маси  $1.65 \text{ тс/м}^3$  після приймання робіт із влаштування гідроізоляції. Якість ущільнення контролювати радіометричним (лабораторним) способом зі складанням акту. Роботи по засипанню пазух і ущільненню ґрунту вести відповідно до СН 536-81\* "Інструкції по влаштуванню зворотних засипань ґрунту в стиснутих місцях"
17. Основою фундаментів під устаткування й приямків будуть служити ущільнені ґрунти зворотнього засипання.
18. Внутрішні поверхні приямків оштукатурити цементним розчином співвідношенням 1:2 з додаванням рідкого скла й наступним залізненням.

### 3. Розрахунково-конструктивна частина

#### 3.1 Розрахунок і конструювання балки

Розрахувати і запроектувати попередньо напружену балку для готельного комплексу. Відстань  $l=12\text{м}$ , між осями опор балки  $l_0=3,3\text{м}$ .

Нормативний опір високоміцної дротяної арматури періодичного профілю діаметром 6мм класу А-I :  $R_{s,ser}=1255 \text{ Мпа}$ ; розрахунковий опір  $R_s=1045 \text{ Мпа}$ ,  $E_s=2 \cdot 10^5 \text{ Мпа}$ .

Для арматури класу А- 400С відповідно  $R_{s,ser}=390 \text{ МПа}$ ,  $R_s=335\text{Мпа}$  при  $d=6\text{-}8\text{мм}$ ,

$R_s=365\text{МПа}$  , при  $d=10\text{-}40\text{мм}$ ,  $E_s=2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ .

Для бетону класу В-25 –  $E_b=29000 \text{ МПа}$ ,  $R_b=17 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt}=1,2 \text{ МПа}$ ,  $R_{b,ser}=22 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt,ser}=1,8 \text{ МПа}$ ; коефіцієнт умов роботи  $\gamma_{e2} = 0,9$ . Міцність бетону в момент стиснення приймаємо  $R_{bp}=0,8R_b=0,8 \cdot 17=13,6 \text{ МПа}$ . Попередньо контролюємо напруження назначаємо

$$\sigma_{sp} = 0,7R_{s,ser} = 0,7 \cdot 1255 = 880 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо умову при  $p=0,05$   $\sigma_{sp}=0,05 \cdot 880=44\text{МПа}$  (п.2 СНиП [13] ):

$$\sigma_{sp} + p = 880 + 44 = 924 \text{ МПа} < 1255 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p = 880 - 44 = 836 \text{ МПа} > 0,3R_{s,ser} = 396 \text{ МПа}; \text{ умови виконані.}$$

Знаходимо коефіцієнт точності натягу арматури  $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$ ;

При несприятливому впливу попереднього напруження  $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1$ ;

При сприятливому  $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$ .

### Попередній розрахунок розмірів перерізу балки.

Висота перерізу в середині балки  $h=1/10\text{-}1/15l$ ,  $l$ -прольот балки, уклон верхнього поясу  $1/12$ , ширина верхньої зжатої полки  $b'_f=1/50\text{-}1/60l$ , ширина нижнього поясу  $200\text{-}300\text{мм}$ , товщина стінки  $b=60\text{-}100\text{мм}$ , Прийняті розміри перерізу  $h=500\text{мм} > 1/15l$   $b'_f=270 \text{ мм}$ ,  $b=100\text{мм}$ .

Розрахунковий прольот балки  $l_0=1-2 \Delta - 2\alpha_0 = 3,3 - 2 \cdot 0,25 - 2 \cdot 150 = 3,26\text{м}$

### Знаходження навантаження і зусиль.

ВИД НАВАНТАЖЕННЯ	НОРМАТИВНЕ НАВАНТАЖЕННЯ КН/М	КОЕФ.НАДІЙНОСТІ ПО НАВАНТАЖЕННЮ	РОЗРАХУНКОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ КН/М
Постійне			
- від покриття	18,45	-	21
- від власної ваги балки	4,1	1,1	4,51
	3	1,2	3,6



- від вентиляційних коробів і трубопроводів			
РАЗОМ	$q^n_1=25,55$	-	$q_1=29,11$
Тимчасове(сніг):			
- довготривале $p_{ld}$	1,8	1,4	2,5
- короткочасне $p_{cd}$	4,2	1,4	2,9
Повне			
- постійне і довготривале	25,45	-	29,83
- короткочасне	4,2	-	5,9
ВСЬОГО	$q^n=29,65$		$q=35,79$

Розраховуємо згинальні моменти і поперечні сили з врахуванням коефіцієнту надійності по призначенню  $\gamma_n = 0,95$  :

- максимальний момент в середині прольоту від повного розрахункового навантаження  $M_c = \frac{ql^2_0}{8} \gamma_n = \frac{35,73 \cdot 11,65^2}{8} \cdot 0,95 = 576 \text{кН} \cdot \text{м}$

- максимальний момент в середині прольоту від повного нормативного навантаження  $M_c^n = \frac{q^n l^2_0}{8} \gamma_n = \frac{29,65 \cdot 11,65^2}{8} \cdot 0,95 = 478 \text{кН} \cdot \text{м}$

- найбільша поперечна сила від повного розрахункового навантаження  $Q = \frac{ql_0}{2} \gamma_n = \frac{35,73 \cdot 11,65}{2} \cdot 0,95 = 198 \text{кН}$

Згинальний момент в 1/3 прольоті балки від розрахункового навантаження ( $x_1=l_0/3=11,65/3=3,88\text{м}$ ),  $M_1 = \frac{qx_1(l_0 - x_1)}{2} \gamma_n = \frac{35,73 \cdot 3,88(11,65 - 3,88)}{2} \cdot 0,95 = 512 \text{кН} \cdot \text{м}$

### Попередній розрахунок перерізу арматури.

З умови забезпечення міцності перерізу напруженої арматури повинно бути:

$$A_{sp} \geq \frac{M_c}{0,9h_0R_s} = \frac{576 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 148 \cdot 1045 \cdot 100} = 4,1 \text{см}^2,$$

в перерізі на відстані 1/3 прольоту від опори балки

$$A_{sp} \geq \frac{M_1}{0,9h_{01}R_s} = \frac{512 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 121 \cdot 1045 \cdot 100} = 4,5 \text{ см}^2,$$

$$\text{де } h_0 = h - a = 154 - 12/2 = 148 \text{ см}; \quad h_1 = h_{os} + \frac{h - h_{os}}{l/2} x = 0,79 + \frac{1,54 - 0,79}{12/2} \cdot 4,05 = 1,3 \text{ м},$$

$x = x_1 + a_0 = 3,9 + 0,15 = 4,05 \text{ м}$  – відстань від торця балки до перерізу в 1/3 розрахункового прольоту;  $h_{01} = 1,3 - 0,09 = 1,21 \text{ м}$ .

Орієнтовно переріз напруженої арматури з умов забезпечення тріщиностійкості

$$A_{sp} = \frac{M_c}{\beta R_s h_0} = \frac{576 \cdot 10^5}{0,6 \cdot 1045 \cdot 100 \cdot 148} = 6,2 \text{ см}^2, \text{ де } \beta = 0,5 - 0,6; \text{ приймаємо } \beta = 0,6.$$

Достатнє число дроту  $\varnothing 5$  Вр-II,  $A_s = 0,196 \text{ см}^2$ :  $n = A_{sp} / A_s = \frac{6,2}{0,196} = 32$ .

Призначаємо 35  $\varnothing 5$  Вр-II,  $A_s = 6,2 \text{ см}^2$ . Площа ненапруженої арматури в зжатій зоні бетону конструктивно 4  $\varnothing 10$  А- III,  $A'_s = 3,14 \text{ см}^2$ , теж в розтягнутій зоні  $A_s = 3,14 \text{ см}^2$ .

### Розрахунок геометричних параметрів приведенного перерізу.

$$\text{Відношення модулів пружності } \alpha = E_s / E_b = 2 \cdot 10^5 / 0,290 \cdot 10^5 = 6,9,$$

$$\text{Приведена площа арматури } \alpha A_{sp} = 6,9 \cdot 6,2 = 42,78 \text{ см}^2, \alpha A'_s = 6,9 \cdot 3,14 = 21,6 \text{ см}^2.$$

$$A_{red} = 30 \cdot 16 + 15 \cdot 5 + 27 \cdot 18 + 8,5 \cdot 6 + 109 \cdot 10 + 90,5 + 19,3 = 2291 \text{ см}^2,$$

$$S_{red} = 30 \cdot 16 \cdot 146 + 15 \cdot 5 \cdot 135,5 + 27 \cdot 18 \cdot 9 + 8,5 \cdot 6 \cdot 21 + 109 \cdot 10 \cdot 78,5 + 90,5 \cdot 9 + 19,3 \cdot 151 = 174981 \text{ см}^3,$$

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 174981 / 2291 = 76 \text{ см}; \quad y'_0 = 154 - 76 = 78 \text{ см};$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно центру тяжіння перерізу

$$I_{red} = I_0 + Aa_i^2 = \frac{30 \cdot 16^3}{12} + 30 \cdot 16 \cdot 65^2 + \frac{15 \cdot 5^3}{12} + 15 \cdot 5 \cdot 54,5^2 + \frac{27 \cdot 18^3}{2} + 27 \cdot 18 \cdot 72^2 + \frac{8,5 \cdot 6^3}{12} + 8,5 \cdot 6 \cdot 60^2 + \frac{10 \cdot 109^3}{12} + 10 \cdot 109 \cdot 2,5^2 + 90,5 \cdot 72^2 + 19,3 \cdot 70^2 = 6608498 \text{ см}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу балки при пружній роботі матеріалів

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 6608498 / 76 = 86954 \text{ см}^3;$$

$$W'_{red} = I_{red} / y'_0 = 6608498 / 78 = 84724 \text{ см}^3.$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки

$$r = \varphi_n = W_{red} / A_{red} = 0,85 \frac{86954}{2291} = 32,3 \text{ см, де при } \sigma_b / R_{s,ser} = 0,75; \varphi_n = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1,6 - 0,7 =$$

$$= 0,85; \text{ теж для нижньої ядрової точки } r_{inf} = \varphi_n \frac{W'_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{84724}{2291} = 31,4 \text{ см}$$

Момент опору перерізу для нижньої грані балки з урахуванням недружніх деформацій бетону

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu\alpha) + 0,075(\gamma'_1 + 2\mu'\alpha)]bh^2 = [0,292 + 0,75(0,232 + 20,00955 \cdot 6,15) + 0,075 \cdot 0,722]10 \cdot 154^2 = 142500 \text{ см}^3$$

$$\text{де } \gamma_1 = \frac{b_f - b}{bh} h_f = \frac{27 - 10}{10 \cdot 154} 21 = 0,232; \alpha = 6,15;$$

$$\gamma'_1 = \frac{2(b'_f - b)}{bh} h'_f = \frac{2(40 - 10)}{10 \cdot 154} 18,5 = 0,722;$$

$$\mu = A_{sp} / bh = 6,2 / (10 \cdot 154) = 0,004; \quad \mu' \approx 0;$$

приблизно можна прийняти  $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 86954 = 130431 \text{ см}^3$

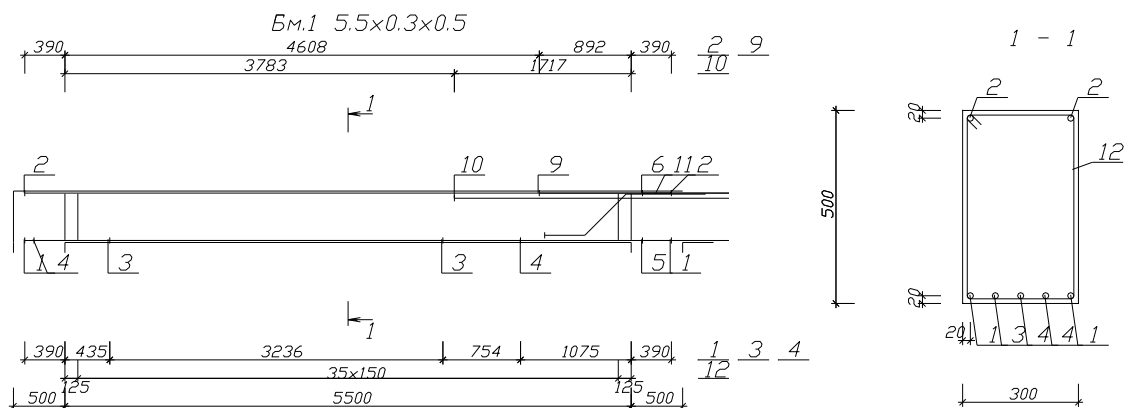
теж для верхньої грані балки

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75 \cdot 0,361 + 0,075(0,495 + 2 \cdot 0,004 \cdot 6,15)] \cdot 10 \cdot 154^2 = 143141 \text{ см}^3.$$

$$\text{Тут } \gamma_1 = \frac{b'_f - b}{bh} h'_f = \frac{40 - 10}{10 \cdot 154} 18,5 = 0,361; \alpha = 6,15;$$

$$\gamma'_1 = \frac{2(b_f - b)}{bh} h_f = \frac{2(27 - 10)}{10 \cdot 154} 21 = 0,495; \mu = 0; \mu' = 0,004.$$

Можна також прийняти  $W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,5 \cdot 84724 = 127086 \text{ см}^3.$



## Розрахунок втрат попередньо напруженої арматури.

Перші втрати: від релаксації напружень арматури

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{880}{1255} - 0,1\right) \cdot 880 = 48,5 \text{ МПа},$$

від температурного перепаду (при  $\Delta t = 65^0$ )  $\sigma_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 80 \text{ МПа}$ ,

від деформації анкерів у натяжних елементах при довжині арматури  $l=13\text{м}$

$$\sigma_3 = E_s \Delta l = 2 \cdot 10^5 \cdot 0,002 / 13 = 30,7 \text{ МПа}, \quad \text{де } \Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 5 = 2 \text{ мм}.$$

Зусилля стиснення бетону з урахуванням втрат  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  при коефіцієнті точності натягу  $\gamma_{sp} = 1$

$$P_1 = \gamma_{sp} A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 1 \cdot 6,2 (880 - 48,5 - 80 - 30,7) (100) = 6,2 \cdot 720,8 (100) = 447 \text{ КН}$$

Ексцентриситет дії сили  $P_1$ -  $e_{op} = y_0 - a = 76 - 10,5 = 65,5 \text{ см}$ .

Розрахунковий згинальний момент в середині балки від власної ваги, що виникає при виготовленні балки в вертикальному положенні,

$$M_c = (q_c l_0^2) / 8 = (4,51 \cdot 11,65^2) / 8 = 76,5 \text{ КН} \cdot \text{м}$$

Теж нормативний  $M_c^n = 76,5 \cdot 10^5 / 1,1 = 69,5 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$ .

Напруження стисненню бетону на рівні центра ваги напруженої арматури від дії зусилля  $P_1$  і моменту  $M_c^n$ :

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} - M_c^n}{I_{red}} (y_0 - a) = \frac{447 \cdot 10^3}{2291} + \frac{447 \cdot 10^3 \cdot 65,5 - 69,5 \cdot 10^5}{6608498} 65,5 = 411 \text{ Н} / \text{см}^2 = 4,1 \text{ МПа}.$$

Відношення  $\sigma_{bp} / R_{bp} = 411 / 32 = 0,13 < 0,75$ , що задовольняє п.1.39 СНиП . Це відношення менше  $\alpha_{max} = 0,8$  для бетону класу В25. Тому втрати напружень швидкоплинучої повзучості для бетону, що піддається тепловій обробці, будуть:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,13 = 4,42 \text{ МПа}.$$

Перші втрати:  $\sigma_{losl} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 48,5 + 80 + 31 + 4,42 = 164 \text{ МПа}$ .

Другі втрати: від усадки бетону класу В25, що піддається тепловій обробці при атмосферному тиску,  $\sigma_s = 40 \text{ МПа}$ , від повзучості бетону при  $\sigma_{bp} / R_{bp} = 0,13 < \alpha = 0,75$ .

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,13 = 16,6 \text{ МПа.}$$

Сумарне значення других втрат:  $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 16,6 = 57 \text{ МПа.}$

Повні втрати попередньо напруженої арматури  $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 164 + 57 = 221 \text{ МПа.}$

Зусилля стиснення з урахуванням повних втрат:

$$P_2 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 6,2(880 - 221)(100) = 409 \text{ КН.}$$

### Розрахунок міцності балки по нормальному перерізу.

Знаходимо положення нейтральної осі з умови (при  $\gamma_{s4} = 1$ ).

$$R_s A_{sp} \leq R_b \gamma_{b2} b'_f + R_{sc} A'_s;$$

$$1045(100)6,2 < 17(100)0,9 \cdot 40 \cdot 18,5 + 365(100)3,14; \quad 648 \text{ КН} < 1247 \text{ КН}$$

отже, нейтральна вісь проходить в полці, рядом з ребром.

Знаходимо граничне значення  $\xi_R$ :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{565}{500} \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,53,$$

де  $\omega = \alpha - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,728;$   
 $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 1045 + 400 - 880 = 565 \text{ МПа}$

$$\sigma_{scu} = 500 \text{ МПа при } \gamma_{b2} < 1.$$

Висоту зжатої зони  $x$  знаходимо  $x = \frac{R_s A_{sp} - R_{sc} A'_s}{R_b \gamma_{b2} b'_f} = \frac{1045 \cdot 6,2 - 365 \cdot 3,14}{17 \cdot 0,9 \cdot 40} = 8,7 \text{ см,}$

$$x/h_0 = 8,7/148 = 0,1 < \xi_R = 0,53.$$

Згинальний момент, що сприймається перерізом в середині балки

$$M = R_b \gamma_{b2} b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 17(100)0,9 \cdot 40 \cdot 8,7(148 - 0,5 \cdot 8,7) + 365(100)3,14(148 - 3) =$$

$$= 931 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} = 931 \text{ КН} \cdot \text{м} > M_c = 576 \text{ КН} \cdot \text{м}.$$

### Розрахунок міцності перерізу.

Максимальна поперечна сила у грані опори  $Q=198 \text{ кН}$ . Розміри балки при опорі:

$$h=500 \text{ см, } b=270 \text{ см на опорі.}$$

Знаходимо проекцію розрахункового похилого перерізу на повздовжню вісь

коефіцієнт  $\varphi_f$ , що враховує вплив свесов зжатої полки

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b_f' - b)h_f'}{bh_0} = 0,75 \frac{(40 - 10)18,5}{10 \cdot 71} = 0,588 > 0,5; \text{ прийнято } \varphi_f = 0,5,$$

вплив повздовжнього зусилля стиснення:  $N = P_2 = 409 \text{кН}$ ;

$$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt}bh_0} = \frac{0,1 \cdot 409000}{1,2(100)10 \cdot 71} = 0,55 > 0,5;$$

приймаємо  $\varphi_n = 0,5$ ; параметр  $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,5 + 0,5 = 2 > 1,5$ , приймаємо 1,5.

$$B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100)10 \cdot 71^2 = 181 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

В розрахунковому похилому перерізі  $Q_b = Q_{sw} = Q/2$ , значить  $c = B_b / 0,5Q = 181 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 198000 = 149 \text{ см} \approx 2h_0 = 2 \cdot 71 = 142 \text{ см}$ . Тоді

$Q_b = B_b / c = 181 \cdot 10^5 / 149 = 121 \cdot 10^3 \text{ Н} = 121 \text{кН} < Q = 198 \text{кН}$ , потрібне поперечне армування по розрахунку.

Приймаємо для поперечних стержнів арматури діаметром 8мм класа А-III,  $A_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$ . По конструктивним вимогам крок поперечних стержнів повинний бути не більше  $1/3h$  і не більше 50см,  $s = h/3 = 80/3 = 27 \text{ см}$ , попередньо приймаємо на припорних ділянках довжиною до 3м  $s = 10 \text{ см}$ .

Зусилля що сприймається поперечними стержнями при опорі на 1см довжини балки,

$$q_{sw} = R_{sw}A_{sw}n_x / s = 285(100)0,503 \cdot 2 / 10 = 2850 \text{ Н} / \text{см},$$

$$q_{sw} = 2850 > 0,5\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}b = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100) \cdot 10 = 540 \text{ Н} / \text{см}, \text{ умова (83) ДБН}$$

виконується .

Довжина  $C_0$  проекції небезпечної похилої тріщини на повздовжню вісь балки

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{181 \cdot 10^5}{2850}} = 80 \text{ см}.$$

Поперечне зусилля  $Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 2850 \cdot 80 = 228 \cdot 10^3 \text{ Н} = 228 \text{кН}$ . Поперечна сила при сумісній роботі бетону і поперечної арматури  $Q_{b,sw} = Q_b + Q_{sw} = 121 + 228 = 349 \text{кН}$ , що більше  $Q_{\max} = 198 \text{кН}$ , міцність похилого перерізу забезпечена.

Для середньої половини прольоту при  $h_0 = 107 \text{ см}$  і по конструктивним вимогам  $s_{\max} = 50 \text{ см}$

$$q_{sw} = \sqrt{\frac{285(100)0,503 \cdot 2}{50}} = 570 \text{ H / см}; \quad c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100)10 \cdot 107^2}{570}} = 269 > 2h_0 = 2 \cdot 107 = 214 \text{ см.}$$

приймаємо  $C_0=2h_0=214 \text{ см}$ ,  $C=C_0=214 \text{ см}$ ,  $Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 570 \cdot 214 = 124 \cdot 10^3 \text{ H} = 124 \text{ кН}$ ,

$$Q_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2 / c = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100)10 \cdot 107^2 / 214 = 19,3 \cdot 10^3 \text{ H} = 19,3 \text{ кН},$$

$$Q_{b,sw} = Q_b + Q_{sw} = 121 + 19,3 = 140,3 \text{ кН} > 121 \text{ кН}, (\text{в } 1/4 \text{ прольоту}).$$

Для перерізу в 1/8 прольоту

$$q_{sw} = \sqrt{\frac{285(100)0,503 \cdot 2}{20}} = 1430 \text{ H / см},$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100)10 \cdot 89^2}{1430}} = 141 \text{ см} < 2h_0 = 2 \cdot 89 = 178 \text{ см.}$$

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 1430 \cdot 141 = 202 \cdot 10^3 \text{ H} = 202 \text{ кН}. \quad Q_b = \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,2(100)10 \cdot 89^2}{141} = 20,2 \cdot 10^3 \text{ H} = 20,2 \text{ кН},$$

$$Q_{b,sw} = Q_b + Q_{sw} = 20,2 + 202 = 222,2 \text{ кН} > 198 \text{ кН}.$$

### Побудова епюри матеріалів для головної балки

При конструюванні залізобетонних елементів, що працюють при дії згинальних моментів і мають по довжині відгини чи обриви повздовжніх стержнів, необхідно будувати епюру матеріалів. Вона представляє собою графік, кожна ордината якого в відповідному масштабі рівна тому моменту, який може бути сприйнятий відповідним перерізом при даних його розмірах і армуванні.

Різниця між ординатами епюри матеріалів  $M_{adm}$  і епюри згинальних моментів  $M$ , являє собою запас міцності, повинна бути мінімальною. Таким чином, чим ближче на всій довжини елемента епюра матеріалів прилягає (з внутрішньою сторони) до об'ємної епюри моментів, тим раціональніше і економічніше запроектований даний елемент.

Для побудови епюри матеріалів використовуємо ф.

$$M = R_s A_s h_0 \zeta, \text{ де } \zeta \text{ визначається по табл. за значенням } \xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}$$

Визначення ординат епюри матеріалів зведено в табл.

Визначаємо момент в нижній зоні в:

першому прольоті

$$V = 0.885, \xi = 0.23, h_0 = 56 \text{ см } R_{s,red} = 365 \text{ МПа},$$

$$\text{для арматури } 2 \text{ } \varnothing 25 \text{ А – III, } A_s = 9.82 \text{ см}^2$$

$$M_{adm} = 0.885 * 56 * 365 * 9.82 = 176.64 \text{ кНм}$$

другому прольоті

$$V = 0.96, \xi = 0.008, h_0 = 56 \text{ см } R_{s,red} = 365 \text{ МПа},$$

$$\text{для арматури } 2 \text{ } \varnothing 20 \text{ А – III, } A_s = 6.28 \text{ см}^2$$

$$M_{adm} = 0.96 * 56 * 365 * 6.28 = 123.2 \text{ кНм}$$

Визначаємо момент в верхній зоні в:

першому прольоті

$$V = 0.885, \xi = 0.23, h_0 = 56 \text{ см } R_{s,red} = 365 \text{ МПа},$$

$$\text{для арматури } 3 \text{ } \varnothing 22 \text{ А – III, } A_s = 11.4 \text{ см}^2$$

$$M_{adm} = 0.885 * 56 * 365 * 11.4 = 206.22 \text{ кНм}$$

$$\text{для арматури } 3 \text{ } \varnothing 14 \text{ А – III, } A_s = 4.62 \text{ см}^2$$

$$M_{adm} = 0.885 * 56 * 365 * 4.62 = 83.6 \text{ кНм}$$

$$\text{для арматури } 3 \text{ } \varnothing 10 \text{ А – III, } A_s = 2.36 \text{ см}^2$$

$$M_{adm} = 0.885 * 56 * 365 * 2.36 = 42.7 \text{ кНм}$$

$$\Sigma M = 42.7 + 206.22 + 83.6 = 332.52 \text{ кНм}$$

другому прольоті

$$V = 0.96, \xi = 0.008, h_0 = 56 \text{ см } R_{s,red} = 365 \text{ МПа},$$

$$\text{для арматури } 2 \text{ } \varnothing 10 \text{ А – III, } A_s = 1.57 \text{ см}^2$$

$$M_{adm} = 0.96 * 56 * 365 * 1.57 = 30.8 \text{ кНм}$$

$$\text{для арматури } 3 \text{ } \varnothing 22 \text{ А – III, } A_s = 11.4 \text{ см}^2$$

$$M_{adm} = 0.885 * 56 * 365 * 11.4 = 223.7 \text{ кНм}$$

$$\Sigma M = 30.8 + 223.7 = 254.5 \text{ кНм}$$

Визначаємо довжину на яку повинен заводитися стержень арматури, за теоретичне місце обриву.



$$\omega = Q/(2q_{sw})+5d \geq 20d$$

$$\omega = 152.26/(2*3.823)+5*2.5 = 50 \text{ см}$$

$$\omega = 226.28/(2*3.823)+5*2.5 = 50 \text{ см}$$

$$\omega = 57.1/(2*4.75)+5*1.4 = 28 \text{ см}$$

$$\omega = 266.28/(2*4.75)+5*2.2 = 44 \text{ см}$$

$$\omega = 221.87/(2*4.75)+5*2.2 = 44 \text{ см}$$

$$\omega = 12.6/(2*4.75)+5*1.4 = 28 \text{ см}$$

$$\omega = 12.6/(2*4.75)+5*2.2 = 44 \text{ см}$$

Див. додаток 1.

### 3.2. Розрахунок монолітної залізобетонної колони

**Завдання на проектування.** Розрахунок монолітної залізобетонної колони. Розрахувати та законструювати колону середнього ряду готельно-розважального комплексу, при ексцентриситетах ( $e_o=e_a$ ). Висота поверху 3,3м. Будівля зводиться в II клімат. районі по сніговому покриву. Розділяються колони поповерхово. Стики колон на висоті від рівня верху панелей перекриття. Класс бетону по міцності на стиск В25, продольна арматура класса А-III.

**Визначення навантажень та зусиль.**

**Таблиця 2.1. Нормативні та розрахункові навантаження**

Від навантаження	Норматив на , Н/м <sup>2</sup>	Коеф.наді йності по навантаж енню $\gamma_n$	Розрах. навантаже ння, Н/м <sup>2</sup>

від покриття:			
Пост.:			
-від рулонного ковпа в 3 шари	120	1,2	150
-від цементного шару при	400	1,3	520
$t=20\text{мм}$ , $\rho=2000\text{кг/м}^3$			
-від утеплювача при	480	1,2	580
$b=120\text{мм}$ , $\rho=400\text{кг/м}^3$			
-від пароізоляції в один шар	40	1,2	50
від панелі при $h_{\text{red}}=43\text{мм}$	3575	1,1	3933
-от вентиляц. коробів та трубопроводів	500	1,1	550
Всього:	5740		6473
Тимчасова (сніг):	1000	1,4	1400
в тому числі короткочасна	700	1,4	980
тривала(30%)	300	1,4	420
Всього від покриття	6740		7873
Від перекриття			
Пост.:			
-Від пакетного пола $t=0,02\text{мм}$ , $\rho=800\text{кг/м}^3$	160	1,1	176
-від шлакобет.шару $t=0,065\text{мм}$ ,	1040	1,2	1249
$\rho=1600\text{кг/м}^3$			
-від пінобетонної звукоізоляц.плити	300	1,2	360
$t=0,06\text{м}$ , $\rho=500\text{кг/м}^3$			
-від багато пустот. Плити $h_{\text{red}}=143\text{мм}$	3575	1,1	3933
-від рігелей	625	1,1	690

	Всього:	5700		6408
Тимчасова:				
тривала		8571	1,2	10285
короткочасна		3429	1,2	4115
Всього від перекриття		17700		20808
При цьому висота та переріз балки				

При цьому висота та переріз балки прийняті:  $h \approx 0,1l = 0,1 \cdot 600 = 60$  см и  $b = 0,4h = 0,4 \cdot 60 = 24$  см  $\approx 25$  см (кратно 5 см). При цих розмірах маса на 1 м довж. складає:  $hbp = 0,6 \cdot 0,25 \cdot 2500 = 375$  кг, а на  $1 \text{ м}^2 = 375/6 = 62,5$ .

Переріз колон приймаємо  $b_c \times h_c = 2,50 \times 0,3$  м. Розрахункова довжина колон  $l_0 = H_f = 3$  м, а для першого поверху  $l_0 = 0,7H_1 = 0,7(6,0 + 0,6) = 3,3$  м.

Власна розрахункова вага колони на один поверх:

$$G_c = b_c h_c H_f \rho_v = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 6,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 14,85 \text{ кН};$$

На першому поверсі

$$G_{cl} = 0,3 \cdot 0,3(6 + 0,6) 25 \cdot 1,1 = 16,34 \text{ кН}.$$

Підрахунок розрахункового навантаження на колону зведений в табл. 2.2. Розрахунок навантаження від покриття та перекриття виконаний перемноженням їх значень по табл. 2.1 на вантаж. площу  $A_c = 36 \text{ м}^2$ , з якою навантаження передається на одну колону  $N_c = (g+p)A_c$

**Таблиця 2.2. Підрахунок навантаження на колону.**

Пов.	Навантаження від покриття та перекриття, кН		Власна вага пілону, кН	Розрах. сумарне навантаження, кН		
	Тривала	Короткочасна		Тривала $N_{ld}$	Короткочасна $N_{cd}$	Повна
3	242	35,2	14,5	283	35,2	318,2

2	879	148,6	29	1032	148,6	1181
1	1517	272	43,5	1781	272	2054

**Розрахунок колони першого поверху.** Зусилля з врахуванням  $\gamma_n=0,95$  будуть:  $N_1=2054 \cdot 0,95=1951$ кН,  $N_{ld}=1781 \cdot 0,95=1853$  кН (по табл. 2.2), переріз колони—  $b_c \times h_c=30 \times 30$ см, бетон класу В25,  $R_b=17$ МПа арматура зі сталі класу А-Ш,  $R_{sc}=365$  МПа,  $\gamma_{b2}=0,9$ .

Обраховуємо співвідношення  $N_{ld}/N_1=1853/1951=0,95$ ; гнучкість пілону  $\lambda=l_0/h_c=460/30=15,3>4$ , тобто, необхідно врахувати гнучкість колони; ексцентриситет  $e_a=h_c/30=30/30=1$ м, а також не менше  $1/600=600/600=1$  см; приймаємо більше значення  $e_a=1$  см; розрахункова довжина пілону  $l=460$ см  $< 20h_c=20/30=600$  см, тому, розрахунок повздовжньої арматури можна виконувати по формулі,  $\mu=1\%$ .

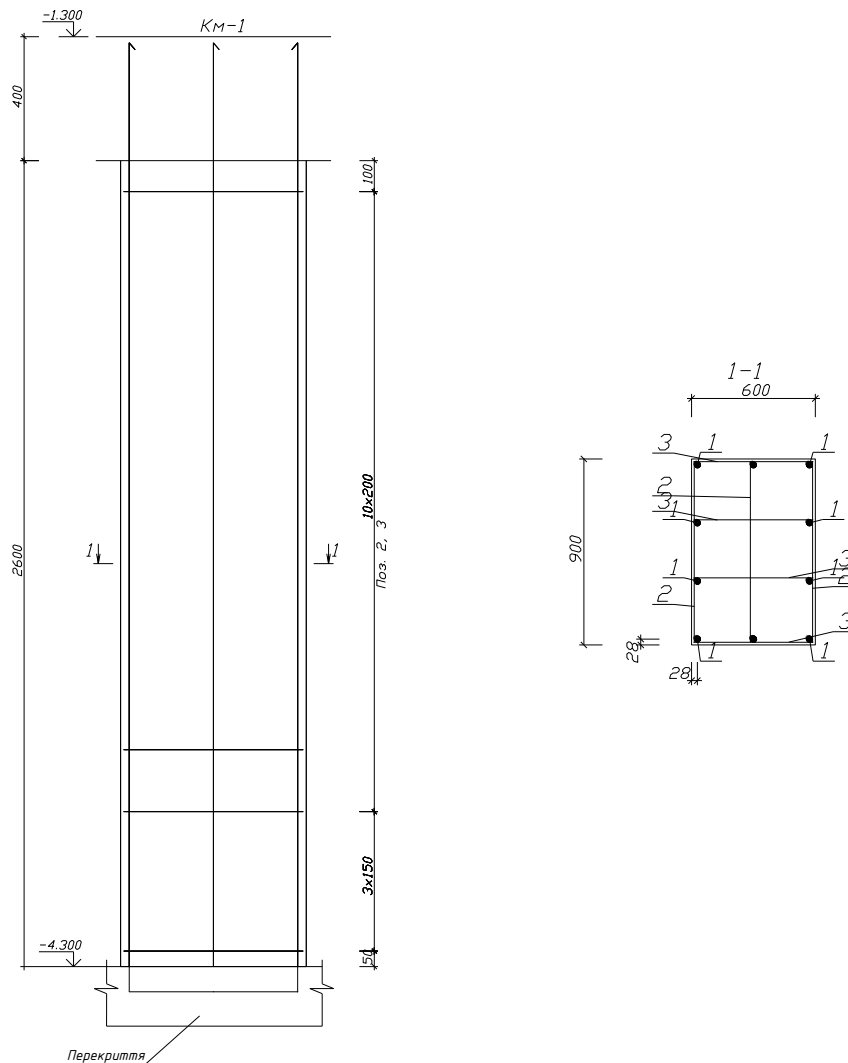
$$\lambda_1 = \frac{\mu \cdot R_{sc}}{R_b \cdot \gamma_{b2}} = \frac{0,01 \cdot 365}{17 \cdot 0,9} = 0,239$$

При  $\frac{N_{ld}}{N_1} = 0,95$  и  $\lambda = \frac{l_0}{h} = 15,3 \Rightarrow \varphi_b = 0,8$  и, маючи, що  $A_{ms} < 1,3(A_s + A'_s) \varphi' = 0,915$ ,

а  $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_2 - \varphi_b) \alpha_1 = 0,8 + 2(0,915 - 0,8)0,239 = 0,85 < \varphi_r = 0,915$ ;

Потрібна площа перерізу повздовжньої арматури

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_1}{\varphi \cdot \gamma_s \cdot R_{sc}} - A \cdot \left( \frac{R_b \cdot \gamma_{b2}}{R_{sc}} \right) = \frac{1951000}{0,85 \cdot 1 \cdot 365(100)} - 30 \cdot 30 \left( \frac{17 \cdot 0,3}{365} \right) = 23,5 \text{ см}^2$$



прийнято конструктивно  $4\varnothing 25 \text{ АШ}$ ,  $\sum A_s = 24,63 \text{ см}^2$   $\mu = (24,63/2800)100 = 0,8\%$ , що менше раніше прийнятого  $\mu = 1 \%$ .

Фактично несуча здатність перерізу по формулі

$$N_{fc} = \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \sum A_s R_{sc}) = 1 \cdot 0,9 [17(100)0,9 \cdot 1225 + 24,6 \cdot 365(100)] = 2495 \text{ кН} > N_1 = 1951 \text{ кН. Несуча здатність перерізу достатня (+5\%).}$$

Поперечна арматура у відповідності з даними табл. 2.1 дод. II прийнята діаметром 8 мм класу А-I кроком  $300 \text{ мм} < 20d_1 = 20 \cdot 28 = 560 \text{ мм}$  і менше  $h_c = 30 \text{ см}$ .

Див. додаток 2.

### 3.3. Розрахунок монолітного залізобетонного перекрыття

**Вихідні дані.** Розміри приміщення в плані  $53,4 \times 53,4 \text{ м}$ , колони монолітні перерізом  $0,9 \times 0,6$ ., Стіни цегляні. Корисне тимчасове нормативне навантаження

на перекриття 6000Па, короткочасне – 4000Па, коефіцієнт надійності по навантаженню 1,2.

По ступені відповідальності споруда відноситься до класу 1, коефіцієнт надійності по призначенню  $\gamma_n = 1$ .

Бетон класу по міцності на стиск В25 ( $R_b = 17.0$  МПа,  $R_{br} = 1.20$  МПа,  $E_b = 32500$  МПа) арматура поздовжня класу А-III ( $R_s = 365$  МПа), поперечна з сталі класу А-I ( $R_{sw} = 175$  МПа,  $E_s = 210000$  МПа).

### Розрахунок і конструювання плити.

Попередньо назначаем товщину плити  $h_s = 1/50 \cdot 600 = 12$  см і розміри перерізу балок: висоту приймаємо  $h = 1/12 \cdot 600 = 50$  см і ширину  $b = 0.4 \cdot 50 = 20$  см.

Тоді розрахунковий проліт: для середніх полів  $l_1 = 750 - 20 = 730$  см,  $l_2 = 600 - 20 = 580$  см, для крайніх полів  $l_1 = 750 - 0.5 \cdot 20 - 20 + 0.5 \cdot 12 = 726$  см,  $l_2 = 600 - 0.5 \cdot 20 - 20 + 0.5 \cdot 12 = 576$  см.

Визначення навантаження на  $1\text{ м}^2$  зводимо в таб. 3.1.

При відношенні  $l_2/l_1 = 580/730 = 1.01$ . Задаєм відношення моментів

$$M_2/M_1 = 0.8; \quad M_I/M_1 = M_{II}/M_1 = M'_I/M_1 = 1.5;$$

Згинальний момент визначається

$$\frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + \left( \frac{3}{2}M_2 - \frac{1}{2}M_1 + M_{II} + M'_{II} \right)l_1; \quad (3.1)$$

для середніх плит

$$\frac{12430 \cdot 4.3^2}{12} (3 \cdot 7.3 - 4.3) = (2M_1 + 3M_1)7.3 + (1.5 \cdot 0.8M_1 - 0.5M_1 + 3M_1)4.3,$$

звідси  $M_1 = 5590\text{ Н} \cdot \text{м} = 5.59\text{ кН} \cdot \text{м}$ . Виходячи з прийнятих відношень  $M_2 = 4.47\text{ кН} \cdot \text{м}$ ,

$$M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 8.39\text{ кН} \cdot \text{м};$$

Таблиця 3.1.

Визначення навантаження на плиту.

Вид навантаження	Нормативне навантаження, Па	Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, Па

Постійне від ваги:			
паркетна підлога $\delta = 2$ см (0.02 · 6000)	120	1,2	144
цементна стяжка $\delta = 2$ см (0.02 · 20000)	400	1,3	520
шлакобетонна $\delta = 8$ см (0.08 · 12200)	975	1,3	1265
плита $\delta = 12$ см (0.12 · 25000)	3000	1,1	3300
Всього:	4500		5230
Тимчасове:			
довготривале	2000	1,2	2400
короткочасне	4000	1,2	4800
Всього:	6000		7200
Повне:			
постійне і довготривале	6500	-	7630
короткочасне	4000	-	4800
Всього:	10500		12430

В крайніх плитах при отриманому розрахунку середньої плити  $M_{II} = 8.32 \text{кН} \cdot \text{м}$ ;

$$M'_{II} = 0;$$

$$\frac{12.430 \cdot 4.3^2}{12} (3 \cdot 5.76 - 4.3) = (2M_1 + 3M_1)5.76 + (1.5 \cdot 0.8M_1 - 0.5M_1 + 8.39 + 0)7.26$$

звідси  $M_1 = 6.68 \text{кН} \cdot \text{м}$ ;  $M_2 = 5.34 \text{кН} \cdot \text{м}$ ,  $M_I = M'_I = 10.02 \text{кН} \cdot \text{м}$ ;

при  $M_I = 0$ ;  $M'_I = 8.39 \text{кН} \cdot \text{м}$ ;

$$\frac{12.430 \cdot 7.26^2}{12} (3 \cdot 5.8 - 7.26) = (2M_1 + 0 + 8.39)5.8 + (1.5 \cdot 0.8M_1 - 0.5M_1 + 3M_1)7.26$$

$$M_1 = 7.25 \text{кН} \cdot \text{м}; M_2 = 5.8 \text{кН} \cdot \text{м}, M_{II} = M'_{II} = 10.88 \text{кН} \cdot \text{м};$$

в кутових плитах  $M_1 = 0$ ;  $M'_{II} = 0$ ;  $M_{II} = 10.88 \text{кН} \cdot \text{м}$ ;  $M'_I = 10.02 \text{кН} \cdot \text{м}$ ;

$$\frac{12.430 \cdot 7.26^2}{12} (3 \cdot 5.8 - 7.26) = (2M_1 + 0 + 10.02)5.8 + (1.5 \cdot 0.7M_1 - 0.5M_1 + 10.88 + 0)7.26$$

звідки  $M_1 = 9.7 \text{кН} \cdot \text{м}$ ,  $M_2 = 7.55 \text{кН} \cdot \text{м}$ .

Враховуючи, що є розпір в граничному стані середніх плит, опертих на балки, а також крайніх плит (при  $l_e/l = 7.3/5.8 < 1.5$ ) і (при  $l_e/l = 5.8/7.3 > 1.5$ ) згинальні моменти в них при визначенні площі арматури зменшимо на 20 %. Для кутових плит моменти залишаються без змін.

Підбір перерізу арматури на 1м ширини плити: при товщині плити 25см, захисному шару 2см, розташування стержнів в один ряд передбачаю, що їх діаметр 12мм, робоча висота плити  $h_{01} = 25 - 2 - 0.7 = 22.3\text{см}$  і  $h_{02} = 25 - 2 - 1.2 = 21.8\text{см}$ .

Тепер послідовно визначаємо  $\omega = 0.85 - 0.0008 \cdot 7.65 = 0.789$ ;  $\sigma_{sk} = R_s = 360\text{МПа}$ , при  $\gamma_{b2} = 0.9 < 1$  ж  $\sigma_{sc,u} = 500\text{МПа}$ .

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} ; \quad (1.2)$$

$$\xi_R = \frac{0.789}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0.789}{1.1}\right)} = 0.65 \text{ і } A_R = 0.65(1 - 0.5 \cdot 0.65) = 0.439$$

Площа перерізу арматури:

вздовж короткого прольоту кутової плити при

$$A_0 = \frac{970000}{7.65 \cdot 100 \cdot 22.3^2 \cdot 100} = 0.117 < 0.439 ; \nu = 0.937$$

$$A_{s1} = \frac{970000}{360 \cdot 0.937 \cdot 22.3 \cdot 100} = 2.65\text{см}^2 < A_{s,\min} = 0.0005 \cdot 100 \cdot 22.3 = 0.52\text{см}^2$$

вздовж довгого прольоту цієї ж плити при

$$A_0 = \frac{755000}{7.65 \cdot 100 \cdot 21.8^2 \cdot 100} = 0.101 ; \nu = 0.947$$

складає  $A_{s2} = \frac{755000}{375 \cdot 0.947 \cdot 21.8 \cdot 100} = 2.19\text{см}^2$

на опорі плити в направленні короткого прольоту

$$A_0 = \frac{1002000}{7.65 \cdot 100 \cdot 22.3^2 \cdot 100} = 0.121 ; \nu = 0.935$$

складає  $A_{s1} = \frac{1002000}{375 \cdot 0.935 \cdot 22.3 \cdot 100} = 2.75\text{см}^2 ;$

на опорі цієї ж плити в направленні довгого прольоту при

$$A_0 = \frac{1088000}{7.65 \cdot 100 \cdot 21.8^2 \cdot 100} = 0.142 ; \nu = 0.923$$

складає  $A_{sII} = \frac{1088000}{375 \cdot 0.923 \cdot 21.8 \cdot 100} = 3.14\text{см}^2 .$

Аналогічно визначається арматура на всіх інших ділянках плити. В відповідності з отриманими площами перерізу арматури укладаємо стержні



діаметром 14мм і кроком 200 для нижньої зони, а для верхньої укладаємо додаткові стержні на ділянках які потребують підкріплення діаметром 18мм, кроком 200.

Див. додаток 3

### 3.4 Розрахунок зусиль в куполі

При статичному розрахунку сітчастий купол припускають суцільною оболонкою з безмоментним напруженим станом, що характеризується наступним рівнянням при осі симетричному навантаженню:

$$N_1 / R + N_2 / R = -q$$

де  $N_1$  – меридіональне зусилля, його значення постійне в межах одного кільцевого перетину;  $N_2$  – кільцеве зусилля, його значення змінюється тільки уздовж меридіана;  $q$  – нормальна до поверхні оболонки зовнішнє навантаження;  $R$  – радіус сферичного купола.

Для визначення меридіонального зусилля  $N_1$  досить горизонтальною площиною відітнути верхню частину купола і розглянути неї в рівновазі. На відсічений сферичний сегмент діє сумарне навантаження від власної маси купола:

$$2\pi \times R \times f \times g = 2\pi R \times (R - R \cos \varphi) g$$

яка врівноважується меридіональними зусиллями  $N_1$  по периметрі кільцевого перетину з радіусом:

$$r = R \times \sin \varphi$$

$$N_1 \times 2\pi \times r \times \sin \varphi = N_1 \times 2\pi \times R \times \sin^2 \varphi$$

з чого випливає

$$N_1 = -gR \times (1 - \cos \varphi) / \sin^2 \varphi = -gR / (1 + \cos \varphi)$$

Кільцеве зусилля  $N_2$  від власної маси купола знаходять з рівняння:

$$N_2 = -qR - N_1 = -gR \times [\cos \varphi - 1 / (1 + \cos \varphi)]$$

де  $q = g \cos \varphi$  – нормальна складового навантаження в рівні кільцевого перетину сферичного купола.

Постійне навантаження  $g$  обчислюють з урахуванням усіх компонентів покрівлі і власної маси ґрат купола, нормативне навантаження від якої приймають

по емпіричній формулі з використанням коефіцієнта  $\Omega=3-6$  для сталевих куполів і  $\Omega=2-4$  для алюмінієвих.

При сніговому навантаженні  $P$  меридіональне зусилля в будь-якому перетині має постійне значення:

$$N_1 = -\pi \times r^2 \times p / (2\pi r \sin \varphi) = -pR/2$$

с обліком нормального складового навантаження в рівні кільцевого перетину  $q = p \cos^2 \varphi$ , кільцеве зусилля  $N_2$  знаходимо з рівняння:

$$N_2 = -qR + pR/2 = -1/2 pR \times \cos 2\varphi$$

де  $P$  – розрахункове снігове навантаження на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальній поверхні купола; обчислюють як  $P_1$  для склепінного покриття.

При розрахунку на вітрове навантаження припускають кососиметричний розподіл напору вітру по поверхні купола відповідно до

$$q_B = q_B^0 \sin \varphi \sin \theta$$

де  $q_B^0$  – розрахункове вітрове навантаження на  $1 \text{ м}^2$  вертикальній площині на рівні підстави купола; визначаються без аеродинамічного коефіцієнта.

Меридіональні і кільцеві зусилля в сітчастому куполі від вітрового навантаження складають:

$$N_1 = q_B^0 \times R \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \times \left( \frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \sin \theta$$

$$N_2 = q_B^0 R \times \left[ \sin \varphi - \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \times \left( \frac{2}{3} - \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \right] \sin \theta$$

Розподіл меридіональних і кільцевих зусиль у куполі від вертикальних навантажень. Максимальні зусилля від вітру виникають у куполі при горизонтальному куті  $\theta = 90^\circ$ .

Варто пам'ятати, що зусилля  $N_1, N_2$  є лінійними. Для визначення зусиль у конкретних стрижнях купола необхідно виділити силові (вантажні) смуги, з яких збираються зусилля в цих стрижнях. Якщо вдається виділити стрижень, розташований по меридіані і збираючий зусилля з вантажної смуги шириною  $a$ , то зусилля в ньому від кожного виду навантаження буде дорівнює:

$$P_1 = N_1 a$$

Аналогічно визначають зусилля в поясовому стрижні:

$$P_2 = Nb$$

Якщо в гратчастій системі купола немає стрижня уздовж меридіана, то потрібно виділити пари симетричних стрижнів, розташованих із кроком  $a$  уздовж кільцевого перетину. У такому випадку зусилля в одному стрижні буде дорівнює:

$$P_1 = N_1 a / (2 \sin \alpha)$$

де  $\alpha$  – кут нахилу стрижня до кільцевої лінії.

Для забезпечення стійкості купола стрижні повинні мати необхідну твердість. Згідно дослідженнями Райта, стійкість купола забезпечується, якщо дотримується умова:

$$P_1 \leq P_{кр}$$

$$P_{кр} = (0.8EAi / R) \times 100$$

де  $P_{кр}$  – критичне значення подовжнього зусилля в стрижнях купола;  $E$  – модуль пружності матеріалу стрижнів купола;  $R$  – радіус кривизни купола;  $I$  – радіус інерції поперечного переріза стрижня в однопоясному куполі.

### Розрахунок купола

Підберемо перетин стрижнів і перевіримо стійкість однопоясного купольного покриття. Матеріал стрижнів – труби з алюмінієвого сплаву 1925Т. Покрівля зі світлопрозорого поліефірного склопластику по дерев'яних прогонах. Місце будівництва – м.Бровари.

Призначаємо відстань між поясами купола:

$$h = D/100 = 100/100 = 1\text{ м}$$

Сітчасту конструкцію купола збираємо з гептаедрів з розміром поясних стрижнів до 2 м. Гептаедри вершинами звернені усередину купола, нижня поясна сітка має трикутні осередки з максимальним розміром:

$$a = 2 \times 2 \cos 30^\circ = 3.464\text{ м}$$

Постійне навантаження від власної маси купола знаходимо по формулі:

$$g_{с.м.}^H = 4 \times 100 = 400\text{ Н / м}^2$$

Приймаємо навантаження від покрівлі, і визначаємо повне постійне навантаження:

$$g^H = 400 + 45 = 445 \text{ Н / м}^2$$

$$g = 445 \times 1.1 = 490 \text{ Н / м}^2$$

Обчислюємо снігове навантаження на купол:

$$P_0 = 500 \text{ Н / м}^2$$

$$g^H / P_0 = 445 / 500 = 0.89$$

$$n = 1.455$$

$$c_1 = 0.4$$

$$P = 500 \times 0.4 \times 1.455 = 291 \text{ Н / м}^2$$

Розрахункове вітрове навантаження на  $1 \text{ м}^2$  вертикальній площині на рівні основи купола по формулі:

$$q_0 = 450 \text{ Н / м}^2$$

$$q_B^0 = 450 \times 1.2 \times 1 = 540 \text{ Н / м}^2$$

Для алюмінієвого сплаву 1925Т знаходимо розрахунковий опір  $R_y=175 \text{ МПа}$ .

Для стиснутих стрижнів підбираємо трубу перетином  $\text{Ø}89 \times 4 \text{ мм}$ :

$$A=10,7 \text{ див}^2; i=3,01 \text{ див}; \lambda=346,4/3,01=115; \varphi=0,242;$$

$$\sigma = 24250 / (0.242 \times 10.7 \times 100) = 93.6 \text{ МПа}$$

що більше розрахункового опору на 1,3% і є припустимим.

Для розтягнутих стрижнів підбираємо трубу з перетином  $\text{Ø}89 \times 2 \text{ мм}$  ( $A=5,47 \text{ див}^2$ ):

$$\sigma = 64250 / (5.47 \times 100) = 117 \text{ МПа}$$

Перевіряємо стійкість купола по формулі:

$$E=71000 \text{ МПа};$$

$$P_{кр} = 0.8 \times (71000 \times 10.7 \times 50 / 4950) \times 100 = 614 \times 10^3 \text{ Н} > P_1 = 24.25 \text{ кН}$$

Отже, загальна стійкість купола забезпечується.

Див. додаток 4.

## 4. Розрахунок пальового фундаменту під колону

Необхідно законструювати палевий ростверк з буроінекційних паль.

### 4.1.1. Вихідні дані:

Переріз колони – 526x500x12.зварна квадратного перерізу із листового прокату.

Навантаження на відмітці 0,7 м :  $N = 175 \text{ кН}$ ;  $M = 1.3 \text{ кНм}$

Інженерно – геологічні умови:

Таблиця 4.1.1

№ шару	Тип шару	Щільність ґрунтів $\rho$ , г/см <sup>4</sup>	Щільність часток ґрунту $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	Вологість ґрунту W, д.о.	Позначка шарів ґрунтів від денної поверхні, м.
1.	Рослинний	1,48	-	-	0,5
3.	Супісок	1,75	2,66	0,06	17,1

Таблиця 4.1.2

№ шару	Щільність ґрунтів $\rho$ , г/см <sup>4</sup>	Щільність часток ґрунту $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	Вологість			Позначка шару ґрунтів, від денної поверхні, м.
			Вологість ґрунту W, д.о.	На межі розкочування, $W_p$ , д.о.	На межі текучості $W_L$ , д.о.	
2.	1,85	2,71	0,25	0,19	0,29	8,2

Ґрунтові води – 3,0 м.

### 4.1.2. Визначення характеристик ґрунту

1). Насипний ґрунт (рослинний).

Визначаємо питому вагу ґрунту:

$$\gamma = \rho g = 1.48 \times 9.81 = 14.52 \text{ кН} / \text{м}^3 \quad (4.1.2.1.)$$

2). Пісок жовто-сірий.

Визначаємо питому вагу ґрунту: по формулі (4.1.2.2.)

$$\gamma = \rho g = 1.85 \times 9.81 = 18.15 \text{ кН} / \text{м}^3, \text{ де}$$

$\rho$  - щільність ґрунту

$g$  - Прискорення вільного падіння

Визначаємо питому вагу частинок:

$$\gamma_s = \rho_s g = 2.71 \times 9.81 = 26.58 \text{ кН} / \text{м}^3, \text{ де} \quad (4.1.2.3)$$

$\rho_s$  - щільність частинок ґрунту

Визначаємо пластичність:

$$I_p = W_L - W_p = 0.29 - 0.19 = 0.1 \quad (4.1.2.4.)$$

Визначаємо текучість:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0.25 - 0.19}{0.1} = 0.6 \quad (4.1.2.5)$$

Пісок жовто-сірий.

Визначаємо коефіцієнт пористості ґрунту:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2.71}{1.85} \times (1 + 0.25) - 1 = 0.83 \quad (4.1.2.6)$$

Визначаємо питому вагу ґрунту з врахуванням води:

$$\gamma_{ss} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26.58 - 9.81}{1 + 0.83} = 9.16 \text{кН} / \text{м}^3, \text{ де} \quad (4.1.2.7)$$

$$\gamma_w = \rho_w g = 1 \times 9.81 \text{кН} / \text{м}^3 - \text{питома вага води.}$$

$$C_n = 16.8 \text{кПа}; \varphi_n = 16.5^\circ \text{ (нормативні значення).}$$

Розрахункові значення для другого граничного стану.

$$\varphi_{11} = \frac{\varphi_n}{\gamma_\delta} = \frac{16.5}{1.0} = 16.5^\circ ;$$

(4.1.2.8)

$$C_{11} = \frac{C_n}{\gamma_\delta} = \frac{16.8}{1.5} = 11.2 \text{кПа},$$

(4.1.2.9)

$\gamma_\delta = 1$  - коефіцієнт безпеки за ґрунтом .

Розрахункові дані для першого граничного стану.

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_n}{\gamma_\delta} = \frac{16.5}{1.15} = 14.35^\circ ; \quad C_1 = \frac{C_n}{\gamma_\delta} = \frac{16.8}{1.5} = 11.2 \text{кПа}, \text{ де при визначені } C_1 \text{ значення}$$

$\gamma_\delta = 1.5$  , при визначені  $\varphi_1$  для піщаних ґрунтів  $\gamma_\delta = 1.1$  , для суглинків  $\gamma_\delta = 1.15$  .

Нормативне значення модуля деформації:  $E = 9 \text{МПа}$  , (табл. 2.8.). Розрахунковий опір ( $R_o = 182.5 \text{кПа}$ ).

3). Супісок темно-сірий.

Визначаємо питому вагу ґрунту: Використовуючи формули (4.1.2.1, 4.1.2.2)

$$\gamma = \rho g = 1.75 \times 9.81 = 17.17 \text{кН} / \text{м}^3$$

Визначаємо питому вагу частинок:

$$\gamma_s = \rho_s g = 2.66 \times 9.81 = 26.1 \text{ кН} / \text{м}^3$$

Визначаємо коефіцієнт пористості: по формулі (4.1.2.5)

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1+W) - 1 = \frac{2.66}{1.75} \times (1+0.06) - 1 = 0.61$$

Пісок середньої крупності, середньої щільності.

Визначаємо  $C_n, \varphi_n, E$

$$C_n = 1.55 \text{ кПа} , \varphi_n = 37^\circ , E = 34 \text{ МПа} .$$

Розрахункові значення для другого граничного стану.

$$\varphi_{11} = \varphi_n = 37^\circ , C_{11} = C_n = 1.55 \text{ кПа} .$$

Розрахункові значення для першого граничного стану.

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_n}{\gamma_\delta} = \frac{37}{1.1} = 33.64^\circ , C_1 = \frac{C_n}{\gamma_\delta} = \frac{1.55}{1.5} = 1.03 \text{ кПа} .$$

Розрахунковий опір ( $R_o = 400 \text{ кПа}$ ).

Всі дані зводимо у таблиці нормативних та розрахункових значень.

### 4.1.3. Визначення несучої здатності палі

Необхідно визначити розрахункове навантаження, допустиме на палю, в заданих інженерно – геологічних умовах будівельного майданчика. З поверхні дна котловану глибиною 0,7 м залягає пісок жовто-сірий ( $I_L = 0.6$ ), нижче – супісок темно-сірий.

Виконавши аналіз ґрунтових умов будівельного майданчика і фізико – механічних властивостей ґрунтів основ паливних фундаментів, можливо зробити

висновок, що пісок жовто-сірий має не великий опір ґрунту. Тому несучим шаром необхідно прийняти шар піску середньої крупності.

Мінімальна довжина палі в даних інженерно – геологічних умовах дорівнює:

$$l_{cs} = 0.3 + 6.4 + 1.0 = 7.7 \text{ м}$$

Приймаємо палю С8-35 (довжиною 8 м, перерізом 35 x 35 см, ГОСТ 19804.1-79). Несуча здатність забивної висячої палі:

$$F_d = \gamma_c \left( \gamma_{CR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right), \text{ де} \quad (4.1.3.1)$$

$\gamma_c$ ,  $\gamma_{CR}$ ,  $\gamma_{cf}$  - дорівнюють одиниці, при заглиблені палі дизельним молотом.

$A$  – площа поперечного перерізу палі,  $A = 0.1225 \text{ м}^2$ .

$u$  - периметр поперечного перерізу палі,  $u = 1.4 \text{ м}$ .

Глибина заглиблення нижнього кінця палі відносно рівня природного рельєфу 9,5 м.

Розрахунковий опір під нижнім кінцем палі

$H, \text{ м}$	$R, \text{ кПа}$	
7.0	3700	
9.5	$R_x$	$R_x = 3700 + \frac{4000 - 3700}{10 - 7} \times (9.5 - 7.0) = 3950 \text{ кПа}$
10.0	4000	

Розрахунковий опір на боковій поверхні палі визначаємо за ДБН, табл.

2. Товщину кожного шару приймаємо не більше 2 м.

Розбиваємо шари ґрунту і визначаємо середню глибину розташування кожного шару. Шар супіску темно-сірого розбиваємо на чотири шари:  $h_1 = 2 \text{ м}$ ,  $h_2 = 2 \text{ м}$ ,  $h_3 = 2 \text{ м}$ ,  $h_4 = 0.4 \text{ м}$ .

Середня глибина розташування цих шарів:

$$H_1 = 1.8 + \frac{2}{2} = 2.8 \text{ м}$$

$$H_3 = 1.8 + 2 + 2 + \frac{2}{2} = 6.8 \text{ м}$$

$$H_2 = 1.8 + 2 + \frac{2}{2} = 4.8 \text{ м}$$

$$H_5 = 1.8 + 2 + 2 + 2 + 0.4 + \frac{1.3}{2} = 8.85 \text{ м}$$

$$H_4 = 1.8 + 2 + 2 + 2 + \frac{0.4}{2} = 8.0 \text{ м}$$



Розрахунковий опір ґрунтів по боковій поверхні палі для проміжного значення визначається інтерполяцією.

Визначаємо опір ґрунта по боковій поверхні палі на глибині  $H_1 = 2.8\text{ м}$ , при  $I_L = 0.6$ .

Спочатку інтерполюємо по показнику текучості при середній глибині розташування шару 2 м:

$$I_L = 0.6 \quad \text{—} \quad f = 12\text{ кПа}$$

При глибині розташування шару 3 м:

$$I_L = 0.6 \quad \text{—} \quad f = 14\text{ кПа}$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при розташуванні середнього шару на глибині 2,8 м, при  $I_L = 0.6$ .

$$\begin{array}{ll} H_1 = 2.0\text{ м} & f = 12\text{ кПа} \\ H_2 = 2.8\text{ м} & f_1 = ? \\ H_3 = 3.0\text{ м} & \text{—} \quad f = 14\text{ кПа} \end{array} \quad f_1 = 14 - \frac{14 - 12}{3 - 2} \times (3 - 2.8) = 13.6\text{ кПа}$$

Опір ґрунта на глибині  $H_2 = 4.8\text{ м}$ , при  $I_L = 0.6$ .

Глибина розташування шару 4 м:

$$I_L = 0.6 \quad \text{—} \quad f = 16\text{ кПа}$$

Глибина розташування шару 5 м:

$$I_L = 0.6 \quad \text{—} \quad f = 17\text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту на глибині 4,8 м, при  $I_L = 0.6$ .

$$f_2 = 17 - \frac{17 - 16}{5 - 4} \times (5 - 4.8) = 16.8\text{ кПа}$$

Опір ґрунта на глибині  $H_3 = 6.8\text{ м}$ , при  $I_L = 0.6$ .

Глибина розташування шару 6,0 м:

$$I_L = 0.6 \quad \text{—} \quad f = 18\text{ кПа}$$

Глибина розташування шару 7,0 м:

$$I_L = 0.6 \quad \text{—} \quad f = 18.5\text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту на глибині 6,8 м, при  $I_L = 0.6$ .

$$f_3 = 18.5 - \frac{18.5 - 18}{7 - 6} \times (7 - 6.8) = 18.4 \text{ кПа}$$

Опір ґрунта на глибині  $H_4 = 8.0 \text{ м}$ , при  $I_L = 0.6$ .

Глибина розташування шару 8,0 м:

$$I_L = 0.6 \quad - \quad f_4 = 19.0 \text{ кПа}$$

Опір ґрунта на глибині  $H_5 = 8.85 \text{ м}$ .

Глибина розташування шару 8,0 м:  $f = 62 \text{ кПа}$

Глибина розташування шару 9,0 м:  $f = 63.5 \text{ кПа}$

Розрахунковий опір ґрунту на глибині 8,8 м:

$$f_5 = 63.5 - \frac{63.5 - 62}{9 - 8} \times (9 - 8.85) = 63.27 \text{ кПа}$$

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні палі, кПа	Товщина і-того шару, м
$H_1 = 2.8 \text{ м}$	$f_1 = 13.6$	$h_1 = 2$
$H_2 = 4.8 \text{ м}$	$f_2 = 16.8$	$h_2 = 2$
$H_3 = 6.8 \text{ м}$	$f_3 = 18.4$	$h_3 = 2$
$H_4 = 8.0 \text{ м}$	$f_4 = 19.0$	$h_4 = 0.4$
$H_5 = 8.85 \text{ м}$	$f_5 = 63.27$	$h_5 = 1.3$

Визначаємо несучу здатність палі:

$$F_d = 1.0 \times (3950 \times 0.1225 + 1.2 \times (2 \times 13.6 + 2 \times 16.8 + 2 \times 18.4 + 0.4 \times 19.0 + 1.3 \times 63.27)) = 746.3 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження, допустиме на палю:

$$N_{ce} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{746.3}{1.4} = 533.1 \text{ кН} \quad , \text{ де} \quad (4.1.3.2)$$

$\gamma_k$  - коефіцієнт надійності, приймається 1,4 , якщо несуча здатність палі визначається розрахунком.

#### 4.1.4. Розрахунок і конструювання пальового ростверку під забивні палі

Мінімальна глибина закладання ростверку в даному випадку визначається з конструктивних міркувань. Відмітка чистої підлоги прийнята 0,00 м.

Навантаження на ростверк:  $N = 1894.24 \text{ кН}$  ;  $M = 517.25 \text{ кН} \times \text{м}$  .

Бетон ростверку В15,  $R_c = 8.5 \text{ МПа}$  ,  $R_{ct} = 0.75 \text{ МПа}$  ,  $\gamma_{c1} = 0.85$  .

(арматура - класу А-II,  $R_s = 280 \text{ МПа}$  ).

Розрахункове навантаження, допустиме на палю 533,1 кН.

Визначаємо необхідну кількість паль:

палі, де  $k=1,5$

$$n = \frac{Nk}{p} = \frac{175 \times 1.5}{533.1} = 0.63 \quad (4.1.4.1)$$

Конструюємо ростверк, приймаємо шість паль і відстань між палями 1,05 м (мінімальна відстань між палями  $3d = 3 \times 35 = 1050 \text{ мм}$ ). Глибина закладання ростверку:  $h_p = 0.7 + a_k + 0.4 = 1.8 \text{ м}$  , а висота ростверку дорівнює 1,1 м. Розміри ростверку в плані:

а) в бік дії моменту  $a_n = 2650 \text{ мм}$

б) в протилежний бік  $e_n = 1700 \text{ мм}$

## 4.2 Перевіряємо найбільш завантажену палю

Перевіряємо за формулою:

$$N = \frac{\sum N_{1\phi}}{n} \pm \frac{\sum M}{\sum y^2} \quad (4.2.1)$$

при цьому повинні виконуватись умови:

$$N_{\max} \leq 1.2N_{ce} ; \quad N_{cp} \leq N_{ce} ; \quad N_{\min} > 0 .$$

$$\sum N_{1\phi} = 1.2(N = G) = 1.2 \times (175 + 155.8) = 397 \text{ кН} \quad (4.2.2)$$

де  $G$  - вага ростверку і ґрунту на його обрізах. (4.2.3)

$$G = b_p a_p h \gamma_{cp} 10 = (2.65 \times 1.7 \times 1.1 \times 2.1) \times 10 + (0.3 \times 1.7 \times 0.7 \times 14.5) \times 10 = 155.8 \text{кН}$$

Розрахунковий момент:

$$\sum M = 1.2(M + Th_p) = 1.2 \times 1.3 = 1.6 \text{кН} \times \text{м} \quad (4.2.4)$$

Розрахункове навантаження на палю:

$$N = \frac{397}{1} \pm \frac{1.6 \times 1.05}{4 \times 1.05^2} = 397 \pm 0.7 \Rightarrow \begin{matrix} N_{\max} = 405 \text{кН} \\ N_{\min} = 390 \text{кН} \end{matrix}$$

$$N_{\max} = 405 \text{кН} \leq 1.2 \times 533.1 = 639.7 \text{кН}$$

$$N_{cp} = 397 \text{кН} \leq N_{cu} 533.1 \text{кН}$$

$$N_{\min} = 390 \text{кН} \geq 0$$

Умова виконується.

### 4.3 Розрахунок ростверку на продавлення колоною

Розрахунок виконується за формулою:

$$F_{pez} \leq \frac{2h_o R_{bt}}{\alpha} \times \left[ \frac{h_o}{C_1} \times (\epsilon_k + C_2) + \frac{h_o}{C_2} \times (a_k + C_1) \right], \quad (4.3.1)$$

де

$F_{pez}$  - розрахунково-продавлююче зусилля

$h_o$  - робоча висота перерізу ростверку

$\alpha = 1$ , коефіцієнт, враховуючий часткову передачу повздовжнього зусилля на плитну частину.

$C_1, C_2$  - відстань від грані колони до бічної грані палі.

Продавлююче зусилля дорівнює:

$$F_{pez} = 2 \sum F_i = 2 \times (2 \times 557.8 + 410) = 3051.2 \text{кН} \quad (4.3.2)$$

Робоча висота дорівнює:  $h_o = 110 - 10 = 100 \text{см}$ .

Відстань від граней колони до відповідних ближніх граней палі:

$$C_1 = 105 - \frac{72}{2} - \frac{35}{2} = 51.5 \text{см}$$

$$C_2 = 40 \text{см}$$

$$\frac{h_o}{C_1} = \frac{90}{50} = 1.8$$

$$\frac{h_o}{C_2} = \frac{90}{40} = 2.5$$

Визначаємо критичне продавлююче зусилля, яке може сприймати ростверк:

$$F_{pez} \leq F = \frac{2 \times 0.9 \times 10^3 \times 0.75}{1} \times [1.8 \times (0.72 + 0.4) + 2.5 \times (0.72 + 0.515)] = 7101 \text{кН}$$

Так як  $F = 7101 \text{кН} > F_{pez} = 3051.2 \text{кН}$  міцність на продавлення забезпечена.

### 3.4. Розрахунок ростверку на продавлення кутовою палею

Розрахунок ведемо за формулою:

$$F_{ai} \leq R_{bt} h_{01} \times \left[ \beta_1 \left( b_{02} + \frac{C_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left( b_{01} + \frac{C_{01}}{2} \right) \right], \quad (4.3.3)$$

де

$F_{ai}$  - розрахункове навантаження на кутову палею з врахуванням моменту.

$b_{01}, b_{02}$  - відстань від внутрішніх граней кутових паль до зовнішніх граней плити ростверку.

$C_{01}, C_{02}$  - відстань від внутрішніх граней кутових паль до грані колони.

При товщині плити ростверку  $h = 110 \text{см}$  :

$$h_{01} = 110 - 10 = 100 \text{см} \quad C_{01} = 0.31 \text{м}$$

$$b_{01} = b_{02} = 0.45 \text{м} \quad C_{02} = -0.6 \text{м}$$

$$\frac{h_{01}}{C_{01}} = \frac{90}{31} = 3.2, \quad \text{приймаємо} \quad \frac{h_{01}}{C_{01}} = 2.5$$

Тоді  $\beta_1 = 1$ ,  $C_{01} = 0.4 h_{01} = 0.4 \times 100 = 40 \text{см}$ .

Так як  $C_{02} = -0.6$  величина від'ємна, приймаємо  $\frac{h_{01}}{C_{02}} = 2.5$ , тоді  $\beta_2 = 1$ ,  $C_{02} = 40 \text{см}$ .

$$F_{a1} \leq F_a = 0.75 \times 1.0 \times \left[ 1.0 \times \left( 0.45 + \frac{0.4}{2} \right) + 1.0 \times \left( 0.45 + \frac{0.4}{2} \right) \right] \times 10^3 = 975 \text{кН}$$

$$F_{a1} = 557.8 \text{кН} < F_a = 975 \text{кН}$$

Міцність ростверка на продавлення кутовою палею забезпечена.

### 4.5. Розрахунок ростверку на згин

Максимальний момент який діє на обрізі колони (фундаменту) дорівнює 517,24 кН\*м. По цьому моменту підбираємо арматуру, яка необхідна в ростверку.

Площа перерізу нижньої арматури на опорі:

$$A_s = \frac{517.24 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 280} = 22.8 \text{ см}^2$$

Площа перерізу верхньої арматури в прольоті:

$$A_{s.пр.} = \frac{258.62 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 280} = 11.4 \text{ см}^2$$

Підбираємо нижню арматуру: 18Ø14  $A=2772 \text{ мм}^2$  з кроком 150 мм.

Підбираємо верхню арматуру: 18Ø10  $A_s=1404 \text{ мм}^2$  з кроком 150 мм.

#### 4.6. Розрахунок осадки фундаменту

Підраховую розміри умовного пальового фундаменту:

$$\varphi_{спл} = \frac{\varphi_1 l_1 + \varphi_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{16.5 \times 7.7 + 37 \times 8.9}{7.7 + 8.9} = 27^\circ 5 \quad (4.6.1.)$$

Ширина умовного фундаменту 4,8 м.

Середній тиск на підшві умовного фундаменту складає:

$$P = \frac{N_n}{A} + \gamma_o \alpha \gamma_f \frac{b}{A} = \frac{3662}{4.8 \times 1.7} + 20 \times 1.0 \times 1.15 \times \frac{4.8}{4.8 \times 1.7} = 487.9 \text{ кПа}$$

Осідання умовного фундаменту виконуємо методом пошарового додавання, тому що  $b < 10$  м.

Під нижнім кінцем палі залягає ґрунт:

Пісок середньої крупності, середньої щільності

$$\gamma_{II} = 17.17 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}; C_{II} = 1.55 \text{ кПа}; \varphi_{II} = 37^\circ; E = 34 \text{ МПа}; R_o = 400 \text{ кПа}.$$

Ґрунтову товщу, яка знаходиться нище підшви умовного фундаменту, розбиваємо на шари, товщина яких дорівнює:

$$h_i = \frac{1}{4} b = 0.25 \times 4.8 = 1.2 \text{ м}$$

Приймаємо товщину шару 1,2 м.

Кінцеву стабілізовану осадку і-того шару знаходимо за формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{спi} h_i}{E_i}, \text{ де} \quad (4.6.2.)$$

$$\beta = 0.8$$

Розрахунок осадки ведемо в табличній формі.

$$P_o = P - \sigma_{zg.o} = 487.9 - 162.1 = 325.8 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg.o} = \sum \gamma_{II} h_i = 18.15 \times 7.7 + 17.17 \times 1.3 = 162.1 \text{ кПа} \quad (4.6.3.)$$

### Визначення осідання пального фундаменту

Таблиця 4.6.1

№	Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	$\alpha$	$\sigma_{zg}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_{cp}, \text{кПа}$	$h_i, \text{м}$	$E_i, \text{кПа}$	$S_i, \text{кПа}$
0	0	0	1	162,1	325,8	265	1,2	34000	0,007
1	1,2	1,4	0,627	182,7	204,27				
2	2,4	2,8	0,282	203,3	91,87	148,1	1,2	34000	0,004
						71,2	1,2	34000	0,002
3	3,6	4,23	0,154	223,9	50,17	49,35	1,2	34000	0,0014
						36,97	1,2	34000	0,001
4	4,8	5,65	0,149	244,5	48,54	36,97	1,2	34000	0,001
5	6	7,1	0,078	265,1	25,41				

$$\sum S = 0.015 \text{ м} = 1.5 \text{ см} < S_{II} = 12 \text{ см}$$

## 6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

В даному розділі дипломної роботи описано технологічні схеми зведення монолітного каркасу (плит та балок покриття) готельного комплексу та описана технологія виконання цегляної кладки стін і перегородок з однорядною перев'язкою.

### 6.1. Склад комплексного технологічного процесу при виконанні монолітних робіт

Комплексний процес зведення бетонних і монолітних конструкцій складається із влаштування опалубки, армування конструкцій, бетонування,

вистоювання бетону в забетонованих конструкціях, розпалублення, натягування напруженої арматури та влаштування її захисту. Процес бетонування, що складається з укладання й ущільнення бетонної суміші, в багатьох випадках є ведучим, з яким погоджують виконання інших процесів.

До технологічного комплексу процесу зведення монолітних монолітних конструкцій належать заготівельні, транспортні та монтажні-укладальні (основні) процеси.

Зведення монолітних конструкцій досить трудомісткий процес. Добовий виробіток одного працівника на бетонних та монолітних роботах становить 0,5...2 м<sup>3</sup>. Серед складових трудомісткості на влаштування опалубки припадає 30...60 %, на армування конструкцій – 15...35, на бетонування – 20...45 % загальних витрат праці; до 20 % робітників виконують допоміжні операції. Багато операцій ще виконують вручну за допомогою ручного чи механізованого інструменту.

Підвищення ефективності бетонних і залізобетонних робіт забезпечують підвищенням технічного рівня кожного окремого процесу, їхнім взаємним узгодженням і комплексною механізацією. Важливим завданням технології монолітного бетону і залізобетону на майбутнє є зниження частки ручних робіт.

### **6.1.1. Транспортування бетонної суміші**

У загальному вигляді процес транспортування бетонної суміші включає процес транспортування бетонної суміші навантажування бетонної суміші в транспортні засоби з бункера бетонозмішувальної установки, доставляння (перемішування) її різними транспортними засобами до будівельного майданчика, перевантаження на транспортні засоби, що подають суміш до конструкцій, яка зводиться, наступне подавання суміші до місця укладання. Застосовують також схему доставляння бетонної суміші від бетонозмішувальної установки одними й тими самими транспортними засобами безпосередньо до місця укладання. У цьому випадку не виконують перевантаження.



Основними технологічними вимогами до транспортування бетонної суміші є забезпечення збереження її легкоукладальності й однорідності.

Для запобігання розшаруванню і збереження технологічних властивостей суміші застосовують спеціалізовані транспортні засоби: авто бетонозмішувачі та автобетоновози.

*Автобетонозмішувачі* – найбільш ефективні засоби транспортування бетонних сумішей у міських умовах на значні відстані.

Автобетонозмішувачами транспортують готову бетонну суміш, частково замішану водою, та суху. В процесі перевезення готової бетонної суміші її періодично збуджують (кожні 30...40 хв), інтенсивно перемішуючи обертанням змішувального барабана 5...7 хв. Такий режим збуджування дає змогу максимально зберегти однорідність і легкоукладальність бетонної суміші та збільшити тривалість її транспортування в 1,5...2 рази.

### **6.1.2. Подавання бетонної суміші**

При бетонування наземних та підземних конструкцій з інтенсивністю робіт до 20 м<sup>3</sup> на добу бетонну суміш транспортують у баддях місткістю 0,5...3 м<sup>3</sup> і подають кранами.

*Баддя* – це зварна металева конструкція, яка має корпус, каркас, заслінку, важіль. Використовують поворотні бадді, які заповнюють бетонною сумішшю з транспортних засобів у горизонтальному положенні. При підйомі краном така баддя займає вертикальне положення, в якому її переміщують до місця бетонування і вивантажують.

Транспортування бетононасосними установками використовують у разі подавання бетонної суміші в усі види монолітних конструкцій, у тому числі в місця, недосяжні для інших засобів. Бетононасосні установки включають бетононасоси, бетоноводи і засоби розподілення суміші.

*Бетононасоси* – високопродуктивні машини (10...80 м<sup>3</sup>/год), які призначені для безперервного подавання бетонної суміші по трубах (бетоноводах) на відстань 250...400 м по горизонталі на висоту 50...100 м.

*Бетоноводи* складаються з окремих прямих ланок 0,3...3 м завдовжки і колін (відводів) з кутом повороту 90<sup>0</sup>, 45<sup>0</sup>, 30<sup>0</sup>, 22,5<sup>0</sup> і 15<sup>0</sup>. Ланки і коліна з'єднують між собою за допомогою швидко рознімних замків з натяжними клинами і гумовими ущільнювачами. Залежно від продуктивності бетононасоса застосовують бетоноводи з внутрішнім діаметром 80 мм.

*Автобетононасоси* – установки з бетононасосом і розподільною шарнірно-зчленованою, гідравлічною повноповоротною стрілою, що змонтовані на шасі автомобіля. Мобільність та можливість подавання бетонної суміші в межах значної зони (на відстань до 27 м і висоту до 23 м) забезпечують високу ефективність їх при бетонуванні різноманітних конструкцій.

### **6.1.3. Бетонування конструкцій**

Процес бетонування складається з підготовчих, основних і допоміжних операцій та контрольних заходів.

*Підготовчі операції* виконують до початку укладання бетонної суміші. Вони призначені для створення зручних і безпечних умов виконання робіт відповідно до проекту виконання робіт; усунення дефектів опалубки й арматури, які можуть утворитися під час непередбачених перерв між улаштуванням їх і початком укладання бетонної суміші; забезпечення потрібної якості поверхні основи чи суміжного, раніше забетонованого блока та опалубки.

*Основні операції* – це приймання, укладання та ущільнення бетонної суміші. Бетонна суміш при цьому має набрати зумовленої опалубкою відповідної проектної форми і заповнити всі проміжки між арматурними елементами та між ними і поверхнею опалубки; набути потрібної щільності та однорідності в об'ємі всієї монолітної конструкції.

*Допоміжні операції* полягають в обслуговуванні технічних засобів: підготовці, установленні та переміщенні машин, механізмів і пристосувань в усіх взаємозв'язаних операціях бетонування. В кінці зміни інвентар, механізми та пристосування відчищають від напливів бетону, промивають бетоноводи.

*Контрольні заходи* мають важливе значення щодо забезпечення високої якості монолітної конструкції та створення безпечних умов виконання робіт.

Насамперед до початку бетонування треба перевірити якість робіт і конструкцій, що зроблені до бетонування.

Перевіряють підготовлену природну основу, виконання гідроізоляційних робіт, правильність установа арматури і закладних деталей, анкерів, каналотворювачів, тобто ті елементи, які закриваються в процесі бетонування, й оформляють акти на приховані роботи, які підтверджують якість виконання їх. Акти на приховані роботи мають бути підписані відповідальними особами і є звітними документами.

#### **6.1.4. Монтажні роботи.**

Серед цього комплексу робіт по зведенню каркасу виділяємо декілька спеціалізованих потоків:

- А) Конвеєрна збірка блоків покриття;
- Б) Монтаж колон під блоки покриття;
- В) Монтаж зібраних блоків через прольот (через 6 м);
- Д) Монтаж колон та влаштування перекриття;
- Д) Монтаж бракуючих прогонів покриття та розпірок;
- Е) Монтаж стінової кладки.

Монтаж каркасу ведемо “на себе” починаючи з другої захватки для зручності подачі елементів під монтаж.

Укрупнення елементів в блоки виконуємо безпосередньо на майданчику на відстані необхідного вильоту стріли крана, що буде монтувати блоки. Монтаж блоку покриття виконуємо краном МКГ-25.

#### **6.1.5. Техніка безпеки при влаштуванні монолітних залізобетонних колон**

При пристрої монолітних залізобетонних колон необхідно дотримувати вимоги ДБН “Техніка безпеки в будівництві”, звертаючи особливу увагу на наступне:

до роботи з влаштування і розбирання опалубки, армуванню, бетонуванню допускаються робочі, що пройшли навчання, що здали іспити на визначену

кваліфікацію, навчені безпечним методам праці і минулий інструктаж з техніки безпеки, у тому числі і на робочому місці;

при установці опалубки забороняється переривати установку незакріплених елементів або їхніх частин;

розбирання опалубки забетонованих колон допускається з дозволу і під спостереженням майстра або виконавця робіт;

забороняється складувати на робочих місцях елементи опалубки, що розбираються. Матеріали від розбирання опалубки варто негайно сортувати з видаленням стяжок і подавати краном на складську площадку;

арматурники, бетонники повинні працювати у відповідному спецодязі і користуватися індивідуальними захисними засобами;

забороняється монтувати арматуру поблизу проводів, що знаходяться під напругою;

при виконанні зварювальних робіт варто дотримувати правила протипожежної безпеки і правила техніки безпеки при електродуговому зварюванні. Перед початком роботи зварювальний апарат варто заземлити;

до роботи з вібраторами допускаються бетонники, що попередньо пройшли медичний огляд, що періодично повинний повторюватися. Проводи, що йдуть від розподільного щита до вібраторів, повинні бути укладені в гумову оболонку, а корпус вібратора заземлений;

при експлуатації ручного електрифікованого інструмента на будівельному об'єкті повинні виконуватися всього загального правила техніки безпеки і спеціальних вимог, передбачені правилами безпечної роботи, зазначені в паспорті й інструкції з експлуатації на кожну ручну машину;

при подачі бункера краном до місця укладання бетону вантаж не повинний проноситься над місцями, де ведуться будівельні роботи;

при провадженні робіт при пристрої монолітних залізобетонних колон застосовується електрифікований інструмент – електровібратори. Бетонники, що обслуговують електровібратори, повинні бути навчені й атестовані на 1 групу допуску по електробезпеці.

## **6. 2. Технологія виконання цегляної кладки стін**

Для кладки використовується звичайна глиняна цегла розмірами 250x120x65 мм, а також цегла розміром 250x120x88 мм та пустотіла розмірами 250x88x103, 250x120x136 і 250x120x142 мм.

Цегляні стіни виконують товщиною, відповідній цілому або половинні цегли. Товщина стіни в одну цеглу – 250 мм, півтори цегли – 380 мм і так далі.

Цегляні перегородки кладуть в одну цеглу і в півтори цегли. Середню товщину горизонтальних розчинах швів приймають 12, а вертикальних 10 мм. Допускаються шви товщиною не більш 15 і не менш 8 мм.

Кладка стін ведеться по однорядній або багаторядній системі перев'язки швів. Стовпи і вузькі простінки кладуть, використовуючи чотирьох рядну систему перев'язки швів.

В однорядній цегляній системі перев'язки міняють тичкові і ложкові ряди. Кожний поперечний вертикальний шов нижнього тичкового ряду перекривають цеглою верхнього ложкового ряду. Для цього починають кладку з кута, тичковими рядами в обидва боки. В кут вкладають три четверті частини цегли і четверті частини цегли, які зміщують ряд тичків на четверть цеглини.

Другий ложковий ряд вкладають без трьох четвертих цеглин і перекривають нижній тичкові цеглини на чверть і половину цеглини. Такий метод забезпечує виконання правила починати і закінчувати кладку стіни тичковими рядами.

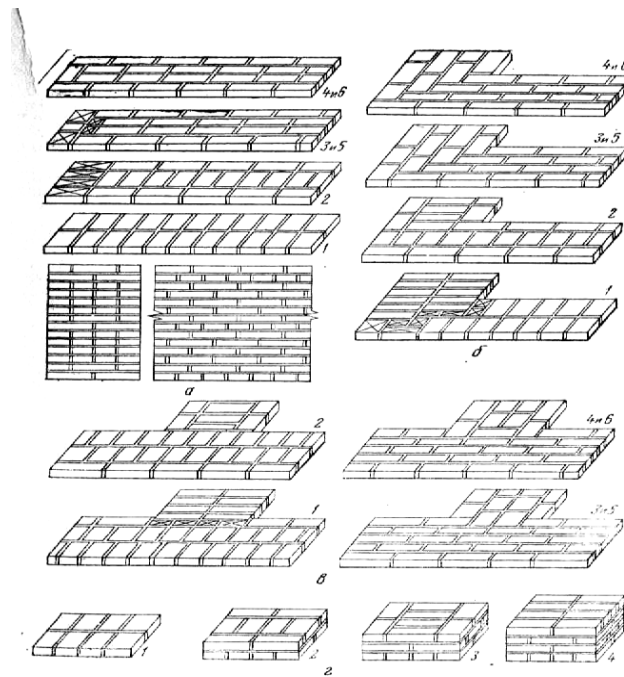


Рис 6.2.1 Цегляна кладка стін

Цепна кладка найбільш міцна і повністю забезпечує виконання правило перев'язки швів. Однак досвід показує, що цей спосіб кладки найбільш трудомісткий.

Кладку глухих і товстих стін можливо вести з невеликим порушенням правил перев'язки швів, використовуючи систему багато рядової системи перев'язки. В цій системі кладки міняють черговість декілька послідовно вкладених ложкових рядів з перекриваючим їх одним тичком. Міцність багато рядної системи кладки де що нижче, але трудомісткість теж нижче.

Кладку вузьких простінків і стовпів виконують за трьох рядовою системою перев'язки, де може співпадати поперечні вертикальні шви в трьох рядах кладки. Кладка стовпів починається і закінчується тичковими рядами.

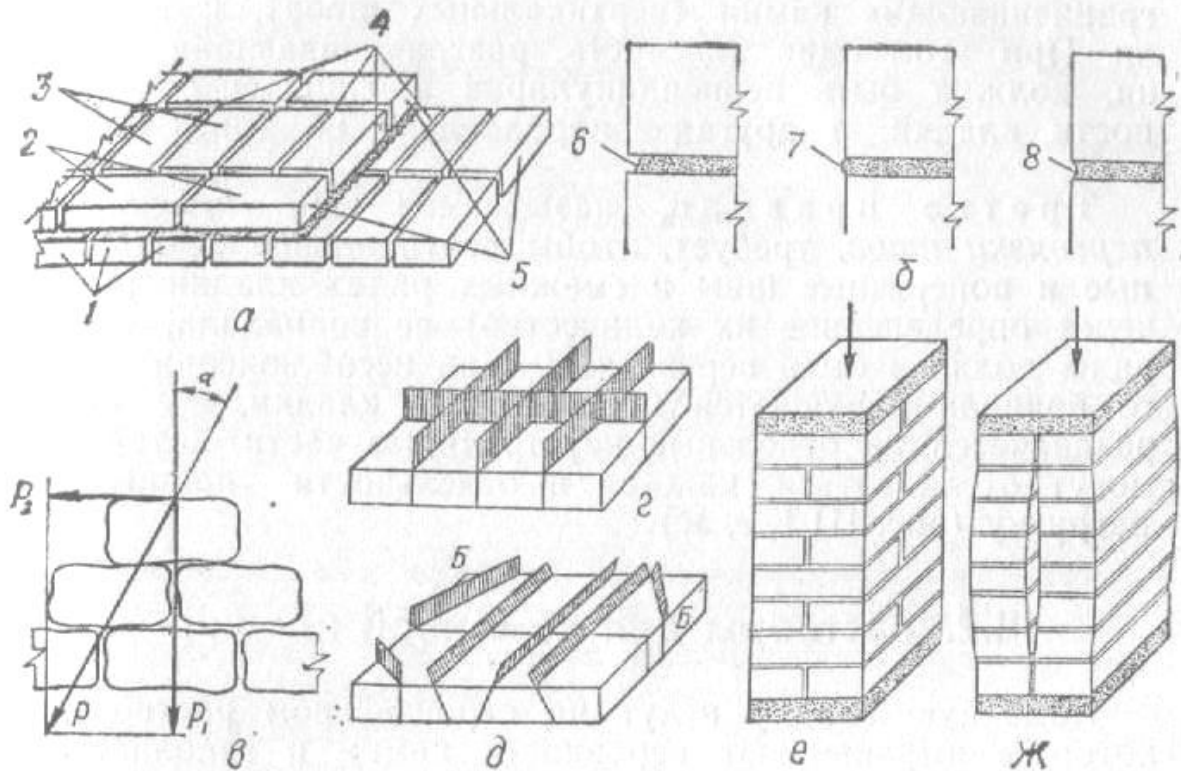


Рис 6.2.2 Цепна кладка

По мірі кладки віконних і дверних проїомів в стінах перекривають перемичками. Як правило для цього використовують залізобетонні балки, бруски і плити. В деяких випадках, влаштовують рядові цегляні перемички. Для цього на опалубку, яка влаштовується в проїомі, влаштовується шар цементного розчину марки не менш М150 товщиною 3 см і в цементний розчин вкладають арматуру по проекту. Кінці арматурних стержнів замурують в кладку стіни не менш ніж на 25 см. Опалубку, стійки та інші утримуючі засоби знімають на п'яту – шосту добу, після чого встановлюють віконні блоки.

Паралельно з кладкою зовнішніх стін встановлюють крюки для кронштейнів тимчасових захисних козирків і встановлюють дерев'яні вкладиші для кріплення в проїомах стін віконних і дверних блоків (коробок).

Процес цегляної кладки включає в себе операції по встановленню і перестановці порядчок і причілки, подачу і розкладку цегли і розчину, вкладання цегли в зовнішні і внутрішні верстові ряди і контроль кладки, розшивку швів.

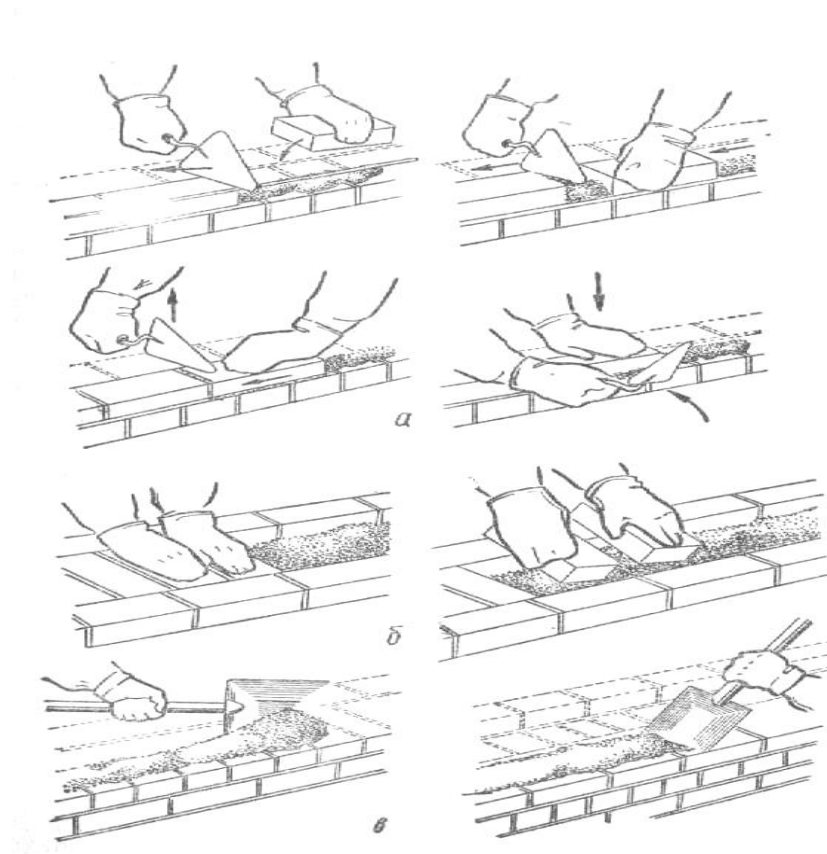


Рис 6.2.3 Зведення цегляної стіни

Перед укладанням цегли розчин слід розстелити, відступаючи від краю стіни на 20...30 мм, товщиною шару 2...3 і шириною 70...80 мм під ложковий ряд і шириною 200...210 мм – під тичковий. Цегляр набирає з ящика розчин лопатою в кількості, необхідній для утворення горизонтального шву під 6...7 цеглин, розстиляє його на стіні для ложкового ряду боковою стороною лопати, для тичкового – передньою стороною лопати.

Цеглу для зовнішнього ряду розкладають на внутрішній половині стіни, для внутрішнього ряду – на зовнішній, а для забутки – на одному з верстових рядів. Розкладають його плашмя, стопками, паралельно осі стіни для ложкових рядів і перпендикулярно – для тичкових.



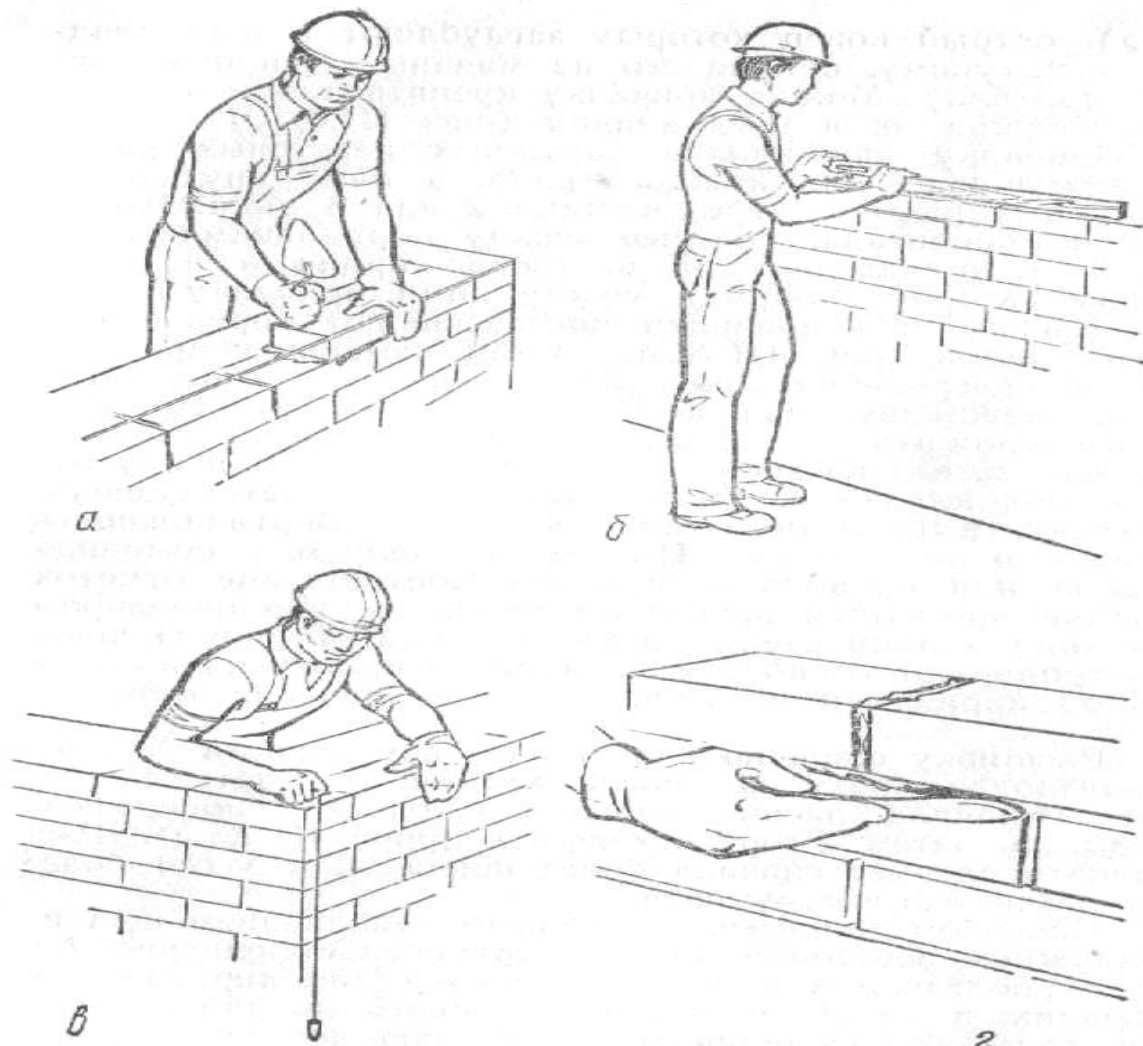


Рис 6.2.4 Вивірка стіни

## 7. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

Для організації підготовки будівництва і додержання технологічної послідовності виконання робіт установлюється два періоди будівництва: підготовчий і основний.

### 7.1. В підготовчий період виконуються такі роботи:

- розпланування осей будівель і трас мереж;
- влаштування тимчасових доріг;
- установлення тимчасових будинків і споруд;
- налагодження тимчасової огорожі будівельного майданчика;
- налагодження тимчасового водо- і енергопостачання будівництва;

- винесення існуючих мереж водопроводу, каналізації, електрокабелів та ін. з-під плями забудови згідно з проектом;
- знесення існуючих будівель та споруд;
- знесення дерев, що підпадають під пляму забудови;

При попередньому плануванні території будівництва, влаштуванні площадок складування та майданчиків під тимчасові будинки та споруди, прокладанні тимчасових доріг і комунікацій, влаштуванні огорожі будмайданчика та виконанні інших робіт підготовчого періоду слід використовувати механізми, що мають підвищену мобільність і які дозволяють використовувати їх на об'єкті не постійно, а вразі необхідності: бульдозер ДЗ-110, екскаватор ЕО-334, автокран КС-2561Д.

Майданчик огорожується суцільним дерев'яним парканом із збірно-розбірних уніфікованих елементів, що задовольняють вимогам ГОСТ 23407-78.

В ролі під'їзних шляхів слід максимально використовувати існуючі дорожні покриття. В місцях відсутності таких покриттів тимчасові дороги виконуються з дорожніх плит, цегляного або бетонного щебеню.

Приоб'єктні тимчасові будинки та споруди повинні бути переважно пересувними і збірно-розбірними згідно ГОСТ 22853-77 «Споруди інвентарні. Загальні технічні вимоги».

Освітлення будівельного майданчика здійснюється прожекторами, встановленими на дерев'яних опорах висотою до 10м, розміщених через 25-30м, відповідно вимогам ДБН «Інструкція по проектуванню освітлення будівельних майданчиків».

## **7.2. Основний період**

### *7.2.1. Земляні роботи*

Розробка ґрунту в котловані під запроектовану споруду ведеться екскаватором-зворотна лопата з вмісткістю ковша 0,4-08 м<sup>3</sup>. Для в'їзду машин в котлован влаштовується пандус завширшки 3,5 м і ухилом не більше 12 градусів. Вийнятий ґрунт вивозиться автосамоскидами на звалище.

Зворотню засипку пазух котлованів, траншей, каналів та підсипку під поли виконують місцевим піском з ретельним ущільненням до питомої ваги  $1,65 \text{ тс/ м}^3$ . Піщану подушку товщиною до 3,0 м виконують з ретельним пошаровим ущільненням піском, привезеним з кар'єру.

### *7.2.2. Зведення конструкцій*

Будівництво готельного комплексу здійснюється за допомогою двох баштових кранів КБ-403 (КБК-160.2) з горизонтальною стрілою 30,0 м (2-поверхова частина) та автокрану КС-4572 з висувною стрілою довжиною до 21,75 м (одноповерхова частина).

Баштові крани встановлюються після виконання піщаної подушки, влаштування фундаментів та зворотної засипки їх. Конструкції, що попадають у “мертву зону” між максимальними точками подавання вантажів на гачку кранів, монтуються за допомогою консольної траверси або двома кранами одночасно при їх синхронній роботі.

Роботи по монтажу збірних конструкцій одноповерхової частини виконуються автокраном способом “уходу на себе” по секціям-прольотам  $12,0 \times 19,0$  м. Орієнтовані стоянки при роботі “на себе” всередині будівлі показані на будгеплані. Після улаштування каркасу одноповерхової частини виконуються роботи по огорожуючих конструкцій стін і покриття за допомогою автокрану КС-4572, що рухається навколо будівлі. Площадки тимчасового складування конструкцій та виробів організуються по оби боки від осі руху крану таким чином, щоб відстань від осі обертання крану до складованих конструкцій була не менше 4,425 м ( $K_{хв}=3,425\text{м}+1,0\text{м}$ ) згідно ДБН А.3.2-2-2009.

Подавання бетону в конструкції будівлі, виконується за допомогою стаціонарного бетононасосу типу “Putzmeister” BSA 2109HP D продуктивністю  $25 \text{ м}^3/\text{годину}$  з дальністю подавання по вертикалі до 200 м, по горизонталі - 1000 м. Бетон на будмайданчик завозиться автобетонозмішувачами типу АБС-на базі шасі КрАЗ-255В з місткістю барабана  $4 \text{ м}^3$ ; також можуть використовуватись АБС іншого типу.

Контроль якості бетонної суміші проводити кожного разу після укладання готової суміші в опалубку, а також проводити роботи з доглядання укладеної суміші до набирання бетоном 70% проектної міцності.

Розчин та бетон завозяться на будмайданчик централізовано з заводів ЗБК м.Мукачево.

#### *7.2.3. Опоряджувальні роботи.*

Виконання опоряджувальних робіт у середині будинку передбачається з інвентарних металевих або дерев'яних легких збірно-розбірних риштовок, зовні будинку - з інвентарних люльок типу ЛЕ100-300 (2-поверхова частина) та з безболтових трубчастих риштувань з шириною робочої поверхні настилу не менш 1,2 м (одноповерхова частина). Вертикальний транспорт матеріалів для внутрішніх опоряджувальних та інших спецробіт здійснюється при допомозі стійкових підіймачів типу С-598 або Т-224.

#### *7.2.4. Зовнішні інженерні мережі.*

Виконання земляних робіт при укладанні підземних комунікацій вести за допомогою екскаватора-зворотна лопата з вмісткістю ковша 0,25 м<sup>3</sup>. Відкопування траншей по вулицях і місцях зі стичлими умовами вести з кріпленням їх інвентарними щитами. При великій насиченості місцевості існуючими мережами та комунікаціями траншеї відкопуються вручну. Зайвий ґрунт вивозиться автосамоскидами на відстань згідно з довідкою замовника.

Джерелом холодного водопостачання проектуємої будівлі згідно технічних умов ВАТ АК "Бровариводоканал" № 4247 від 13.09.20р. є існуючий міський внутрішньоквартальний водопровід. Джерелом протипожежного водопостачання прийняті проектовані пожежні гідранти, встановлені на кільцевих водопровідних мережах. Підключення забудови до джерела водопостачання здійснюється з улаштуванням 2 введів Д 150мм у приміщення водолічильного вузла, де улаштовується водолічильник МТ-40.

Кабельні мережі 10кВ та 0,4 кВ прокладаються в траншеї на глибині 0,7 м (1м під дорогами в а/ц трубах) від існуючих та планових відміток землі; на

перехрещеннях з іншими мережами-на глибині не менше 0,5 метрів від поверхні землі з покриттям цеглою по всій довжині траншеї.

Укладання труб сантехнічних мереж виконується за допомогою трубоукладальника ТГ-124, монтаж лотків та інших збірних з/елементів тепломережі-автокраном КС-2561 (або КС-3571).

Після прокладання всіх мереж необхідно поновити постійні покриття тротуарів та проїздів, а також газони.

### **7.3. Методи проведення будівельно-монтажних робіт в зимових умовах.**

Зимовий період для м. Бровари визначений з 15 листопада по 15 березня.

#### *7.3.1. Бетонні та монолітні роботи.*

Для створення в холодний час року необхідних умов для витримування укладеного в конструкції бетону і досягнення ним потрібної міцності застосовується засіб електропідігрівання.

Електропідігрівання бетонних та залізобетонних конструкцій може бути виконаний електродним засобом та шляхом обігріву електричними нагрівальними приладами і виконується тільки при утепленні усіх відкритих не захищених опалубкою поверхонь.

Режим електропідігрівання при електродному засобі визначається в залежності від потрібної міцності бетону до моменту закінчення прогріву.

Міцність бетону або розчину в місцях забиття стиків збірних залізобетонних конструкцій під час зняття кондукторів, а також розпалубки повинна складати, як правило, не менше 70% його проектної марки і не менше 50кг/см<sup>2</sup>.

Для запобігання порушень монолітності стиків рекомендується в зимовий час змочувати поверхні елементів, які стикаються, незамерзаючою сумішшю, яка складається з 20% хлористого кальцію і 10% розчину повареної сілі, виготовлених на воді, підігрітою до 40град.

Для збільшення швидкості твердіння та забезпечення твердіння при мінусових температурах в бетонні суміші та розчини вводяться прискорювачі твердіння у вигляді додатків поташу і нітриту натрію.

### *7.3.2. Каменярські роботи.*

Проведення кам'ної кладки в зимових умовах виконується методом заморожування.

Спосіб заморожування допускається для конструкцій з каменів правильної форми та з крупних блоків. Виконується, як правило, на відкритому повітрі. Рекомендована температура розчинів, що застосовуються для кладки в зимових умовах, така: при марках М10 та М25 - +10, +15 град відповідно. Застосування розчинів з хімічними додатками для кладки стін житлових будинків в основному забороняється.

### *7.3.3. Штукатурні роботи.*

Проведення штукатурних робіт забороняється. Внутрішні штукатурні роботи в зимовий час виконуються при температурі в приміщеннях не нижче +5 град, вологості кам'яних конструкцій, що штукатуряться, не більше 8% і температурі рочину не нижче +8%.

Штукатурка цегляних конструкцій, виконаних методом заморожування, допускається тільки після підтаювання кладки з боку штукатурки на глибину не менше  $\frac{1}{2}$  товщини стіни.

При проведенні малярних робіт необхідно виконання наступних умов:

- приміщення повинні бути утеплені і отоплювані (температура повітря всередині приміщення у період проведення робіт – не нижче +8 град);
- зовнішні малярні роботи з використанням олійних та силікатних складів слід виконувати при температурі повітря на протязі доби не нижче +5 град;
- безпіщане покриття поверхонь, підлягаючих швидкому охолодженню (віконні укosi прорізів для зовнішніх дверей та інше) необхідно виконувати, як правило, до настання холодів;
- температура +10 град повинна підтримуватись в приміщеннях на протязі не менше 12 діб після закінчення малярних робіт;

- для інтенсифікації сушіння приміщень при необхідності слід користуватись додатковою системою тимчасового опалення переважно калориферного або відбивними лампами, а також тимчасовою системою вентиляції;
- постійна і тимчасова система вентиляції повинні забезпечувати двотрьократну заміну у годину при його відносній вологості не більше 70% з відібранням зовнішнього повітря.

#### *7.3.4. Гідроізоляційні та покрівельні роботи.*

Гідроізоляційні роботи в зимовий час проводять у суху погоду. Поверхні, що ізолюються, перед нанесенням обмазувальної й асфальтової гідроізоляції відігріваються до плюсової температури.

Поверхня основи перед наклеюванням рулонних матеріалів повинна бути сухою, а рулонні матеріали перед укладанням у конструкцію повинні бути підігріті до плюсової температури.

Улаштування рулонних покрівель провадять при температурі зовнішнього повітря не нижче -20 град.

Рулонна покрівля (незалежно від кількості шарів покрівлі, передбачених проектом) у зимовий час виконується з одного шару двостороннього руберойду с дрібною мінеральною підсипкою. Інші шари рулонного килима наклеюється в літніх умовах.

## **РОЗДІЛ 8.**

### **РЕГУЛЮВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД**

Технічний стан окремих будівельних будівель та конструкцій визначається згідно методики, а саме:

- уточнення області якості шляхом виявлення фактичної роботи конструкцій у певних умовах експлуатації або скорочення показників експлуатаційної придатності з урахуванням конкретних умов експлуатації;

- підвищення експлуатаційних показників шляхом ремонту та реконструкції тощо.

#### **4.1. Встановлення початкового ресурсу залізобетонних конструкцій**

Чинні норми, не встановлюють початковий ресурс залізобетонних конструкцій прямим шляхом. Метод розрахунку за граничними станами включає введення до розрахункових рівнянь ряду коефіцієнтів надійності  $\gamma_i$ , які враховують різні фактори, які впливають на дану величину. Так, коефіцієнти надійності за навантаженням не перевищують певного навантаження протягом встановленого часу з наперед заданою надійністю, а коефіцієнти сполучень – ймовірність дії навантажень одночасно.

Коефіцієнти надійності за матеріалами певним чином враховують умови експлуатації, однак при їх визначеннях ніяким чином не враховується час експлуатації, тобто початковий ресурс залишається невизначеним. Так для бетону коефіцієнти  $\gamma_{b1}, \gamma_{b2}, \gamma_{b6}, \gamma_{b7}, \gamma_{b8}$ , враховують умови експлуатації, однак зовсім не диференціюють їх за ступенем агресивності впливу та не враховують при цьому фактору часу. Інші коефіцієнти умов роботи бетону ( $\gamma_{b3}, \gamma_{b4}, \gamma_{b5}, \gamma_{b9}, \gamma_{b10}, \gamma_{b11}, \gamma_{b12}$ ) враховують вид конструкцій та умови їх виготовлення.

Аналогічна ситуація з коефіцієнтами надійності за матеріалом для сталі. Для цього матеріалу лише коефіцієнт  $\gamma_{s3}$  враховує вплив на роботу матеріалу виду зовнішнього навантаження, усі ж інші ( $\gamma_{s1}, \gamma_{s2}, \gamma_{s4}, \gamma_{s5}, \gamma_{s6}, \gamma_{s7}, \gamma_{s9}, \gamma_{s10}$ ) – лише вид армування, вид бетону тощо, тобто ті фактори, які з часом є незмінними. При цьому і коефіцієнт надійності  $\gamma_{s3}$  також не враховує часу експлуатації, тобто визначити ресурс конструкції, використовуючи його, неможливо.

Ресурс окремих конструкцій об'єктів комунального та соціально-культурного призначення визначається залежно від: виду конструкції; матеріалу, з якого вона виготовлення та призначення будівлі (житлові будинки та будівлі



соціально-культурного призначення). При цьому розглядаються лише сприятливі умови експлуатації.

Для будівельних конструкцій виробничого призначення приблизна періодичність капітальних ремонтів, тобто напрацювання до ремонту, призначається також залежно від виду конструкції та матеріалу. При цьому розглядаються наступні умови експлуатації: нормальні; в агресивному середовищі при перезволоженні та за дії вібраційних і інших видів навантаженнях.

В реальних конструкціях цього не відбувається через ряд причин:

- навантаження, що діють на конструкцію, як правило, менші ніж ті, що закладені під час проектування;
- дискретне значення площі арматури (сортамент арматури має певний крок), площі поперечного бетонного перерізу та недонапруження бетону (для елементів, що згинаються, як правило завжди  $\xi \ll \xi_R$ ) призводить до перевищення несучої здатності в порівнянні з розрахунковою;
- проектувальники часто закладають запаси в порівнянні з вимогами норм.

Наведений графік зміни надійності будівлі в процесі експлуатації (рис. 4.1) не відображає дійсного положення, оскільки початкова надійність при проектуванні відповідає мінімально допустимій, початкового резервування чинні норми проектування не передбачають і ні про яке зменшення надійності в процесі експлуатації іти мова не може.

Пропонується принципово інший підхід до призначення початкового ресурсу конструкцій.

Виходячи з моделі процесу експлуатації, при проектуванні показники експлуатаційної придатності (як правило це інтегровані показники, наприклад, несуча здатність стиснутого елемента, міцність нормального або похилого перерізу

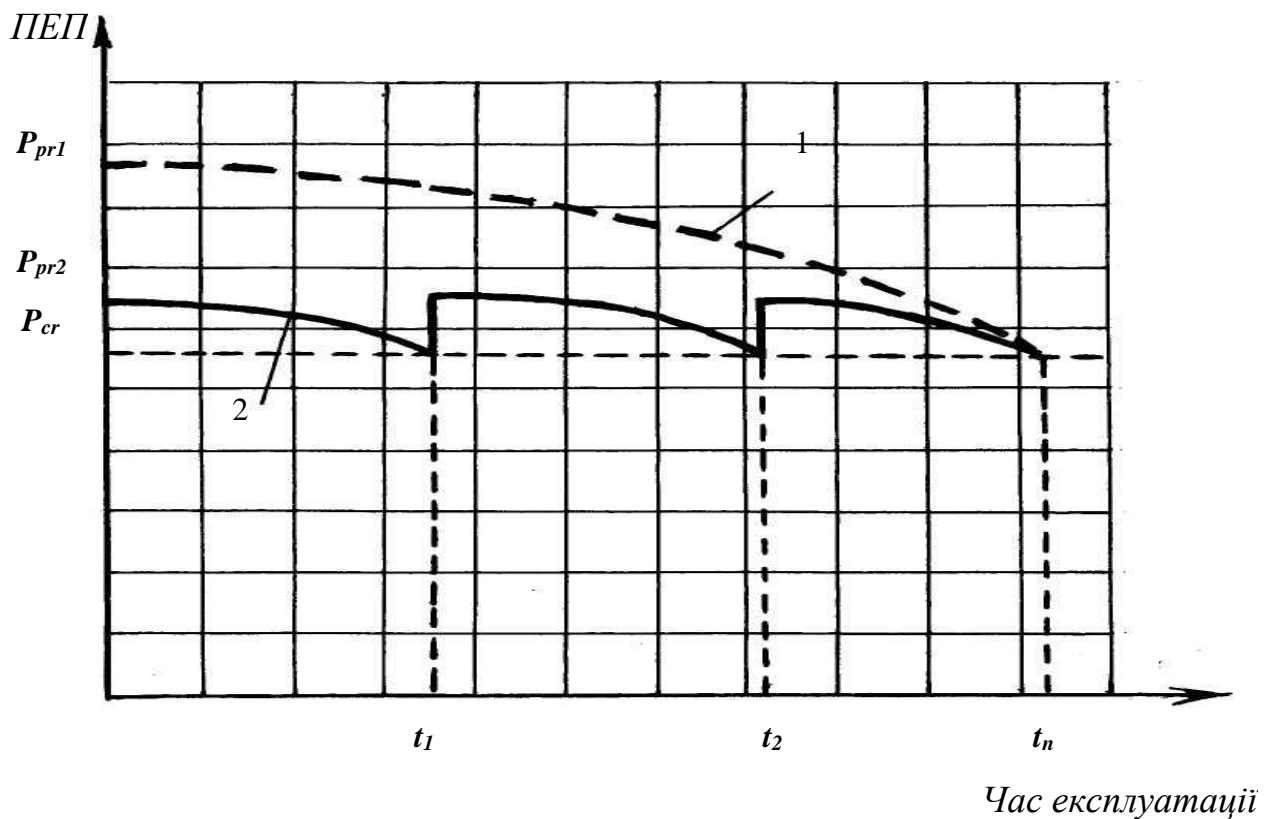


Рис. 4.1. Визначення початкового ресурсу конструкцій: 1 – без капітального ремонту під час експлуатації; 2 – з проведенням капітального ремонту.

елементів, що згинаються задаються, тощо) з наперед визначеним запасом, який визначається як різниця між критичним ( $P_{cr}$ ) та прийнятим ( $P_{pr}$ ) значенням ПЕП (рис. 4.1):

$$\Delta P = P_{pr} - P_{cr}. \quad (4.1)$$

Уже під час проектування на підставі техніко-економічних досліджень (зведення до мінімуму експлуатаційних витрат закладається стратегія експлуатації окремих конструкцій та будівель і споруд в цілому. Вони можуть експлуатуватися без проведення капітальних ремонтів протягом усього нормативного (призначеного проектувальником чи нормами) часу (крива 1 на рис. 4.1) та з виконанням капітальних ремонтів (крива 2 на рис. 4.1).

У процесі призначення початкового ресурсу вихідними значеннями є:

- нормативний термін експлуатації ( $t_n$ );

- термін до проведення першого ( $t_1$ ) та наступних ( $t_2, \dots, t_i$ ) капітальних ремонтів.

В результатів розрахунків знаходимо необхідне для забезпечення вибраного терміну експлуатації значення показника експлуатаційної придатності ( $P_{pr1}$  та  $P_{pr2}$  залежно від вибраної стратегії). Відношення цього показника до його критичного значення позначимо як коефіцієнт ресурсу  $\gamma_R$ :

$$\gamma_R = \frac{P_{pr}}{P_{cr}}. \quad (4.2)$$

Цей коефіцієнт дає можливість враховувати фактор часу під час призначення початкового ресурсу конструкцій, а значить і будівель чи споруд в цілому. При проектування на нього слід помножувати фактичні значення ПЕП, визначені конструктивними розрахунками. Так, залежність для визначення міцності поперечного перерізу залізобетонного елемента (2.4) трансформується наступним чином:

$$T(q, v, \gamma_n, C) \leq \gamma_R T_{per}(S, R_b, \gamma_{bi}, R_s, \gamma_{si}). \quad (4.3)$$

Головною проблемою при призначенні коефіцієнта ресурсу  $\gamma_R$  є опис кривої експлуатації (лінії 1 та 2 на рис. 4.1). Для цієї операції слід використовувати дані щодо експлуатації аналогічних об'єктів. В ході виконання Постанови Кабінету Міністрів від 5 травня 1997 року № 409 „Про забезпечення надійності й безпечної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж“ масив таких даних без сумніву буде накопичуватися і достовірність призначення початкового ресурсу окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому зросте.

Викладений в даному параграфі підхід до призначення початкового ресурсу конструкцій дає можливість в розрахунки увести фактор часу; врахувати конкретні умови експлуатації прямим шляхом; оптимізувати витрати на будівництво та експлуатацію.

## 4.2. Напружено-деформований стан та розрахунок залізобетонних елементів, що зазнали короткочасного перевантаження. Оцінювання їх технічного стану

Існуючі методи проектування залізобетонних конструкцій, у тому числі як звичайних, так і попередньо напружених елементів, що згинаються, виходячи з умов граничних станів другої групи, призводять до того, що під час експлуатації реальний рівень навантаження складає 40-60% від руйнуючого зусилля. Ці методи не дають можливості врахувати короткочасного довантаження залізобетонних елементів високими рівнями ( $0,8-0,95 F_{lim}$ ).

Виходячи з цієї позиції, виникла необхідність вивчення напружено-деформованого стану звичайних і попередньо напружених залізобетонних конструкцій залежно від передісторії навантаження та розробки методики їх розрахунку з метою визначення їх технічного стану в процесі експлуатації.

### 4.2.1. Пропозиції щодо опису напружено-деформованого стану та розрахунку.

**Передумови розрахунку.** При розробці рекомендацій щодо розрахунку конструкцій приймаються наступні передумови:

1. Вплив розтягу бетону від зусилля попереднього напруження не враховується, тобто прикладання сили попереднього напруження та зовнішнього зусилля приймається одночасним.

2. В бетоні стиснутої та розтягнутої зони приймається криволінійна епюра напружень. Принципової різниці в формі опису залежності  $\sigma - \varepsilon$  немає.

3. При розрахунку за другою групою граничних станів (другою групою показників експлуатаційної придатності) приймається гіпотеза плоских перерізів та гіпотеза про середнє значення деформацій розтягнутої арматури  $\varepsilon_s(t)$  в тріщинах і між ними та стиснутого бетону  $\varepsilon_b(t)$  над тріщинами і між ними. При цьому можна записати наступну залежність

$$\varepsilon_o(t)[h_0 - x(t)] = \varepsilon_s(t)x(t), \quad (4.5)$$

де  $h_0$  – робоча висота перерізу,

$x(t)$  – середня висота стиснутої зони бетону.

4. Використовується теорія пружно-повзучого тіла з усіма передумовами, які в неї закладені. За теорією пружно-повзучого тіла залежність деформації бетону від початкового напруження та властивостей бетону може бути записана у вигляді,

$$\varepsilon_{\sigma}(t) = \frac{\sigma_{\sigma}(t)}{E_{\sigma}(t)} + \frac{1-\nu}{\nu} \frac{\sigma_{\sigma}(\tau_1)}{E_{\sigma}(\tau_1)} - \int_{\tau_1}^t \sigma_{\sigma}(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[ \frac{1}{E(\tau)} \right] \partial \tau - \int_{\tau_1}^t F[\sigma_{\sigma}(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) \partial \tau, \quad (4.6)$$

де  $C(t, \tau)$  - міра повзучості бетону;

$F[\sigma_{\sigma}(\tau)]$  - функція напружень;

$E(t)$  - модуль пружно-миттєвих деформацій бетону в момент часу  $t$ .

#### Опис навантаження.

Аварії останніх років говорять про те, що за рахунок непередбачених навантажень техногенної природи та стихійних явищ в природі впливи на конструкцію в ряді випадків перевищують ті, що рекомендується приймати під час розрахунків за чинними будівельними нормами і правилами .

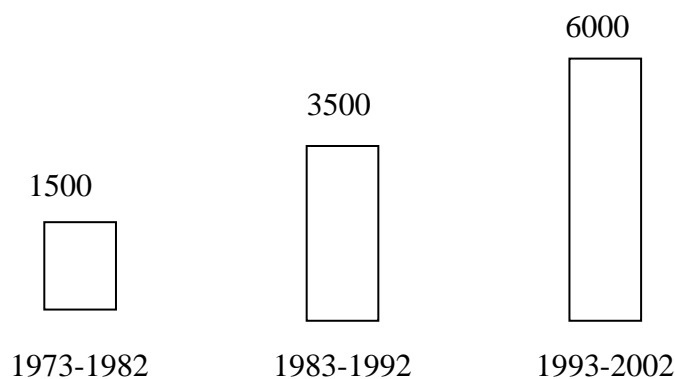


Рис. 4.15. Ріст стихійних лих у світі з роками.

На рисунку 4.15 показаний ріст зареєстрованих стихійних лих у світі. Як видно з графіка, останніми роками спостерігається стала тенденція до росту стихійних лих, і як наслідок, непроекtnі навантаження на конструкції.

Точного пояснення такому стану речей поки що немає. Існують теорії, які зв'язують катаклізми в природі з глобальним потеплінням, антропогенними впливами тощо. Не дивлячись на це, не знаючи точного (з певною мірою надійності) значення величини навантаження та характеристики його розподілу та частоти прояву, ми повинні враховувати ці фактори під час оцінювання та прогнозування технічного стану конструкцій. Пропозиції, наведені в даній роботі

дозволяють оцінювання впливу короткочасних навантажень високого рівня на стан конструкцій.

Навантаження, про які ідеться, мають доволі короткий термін дії: від декількох секунд до декількох діб. Оскільки це зовсім мало в порівнянні з терміном експлуатації будівлі чи споруди, то в період дії навантаження його можна розглядати постійним та рівномірним (рис. 4.16).

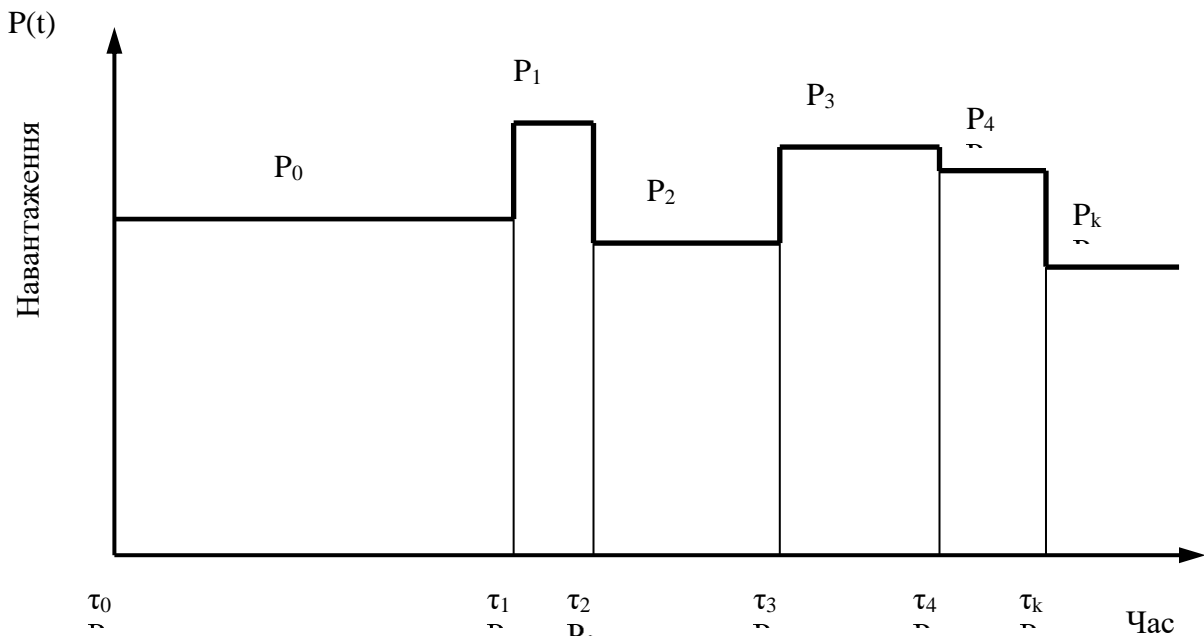


Рис. 4.16. Зміна навантаження у часі.

Питання опису навантажень, що діють на конструкції і змінюються в часі, вирішені, де змінні в часі навантаження запропоновано враховувати за допомогою функції Хевісайда:

$$u(t) = \begin{cases} 0 & \text{при } t < 0; \\ 1 & \text{при } t \geq 0. \end{cases} \quad (4.7)$$

За допомогою такої функції запишемо вираз, що визначає ступеневу зміну навантаження (рис. 4.16):

$$P(t) = P_0[u(t - \tau_0) - u(t - \tau_1)] + P_1[u(t - \tau_1) - u(t - \tau_2)] + \dots + P_k[u(t - \tau_k) - u(t - \tau_{k+1})] + \dots \quad (4.8)$$

Або в більш загальному вигляді

$$P(t) = \sum_{k=0}^n P_k [u(t - \tau_k) - u(t - \tau_{k+1})]. \quad (4.9)$$

Вираз (4.9) для навантаження, прийнятого в експериментах, визначається виразом

$$P(t) = P_1[u(t - \tau_1) - u(t - \tau_2)] + P_2[u(t - \tau_2) - u(t - \tau_3)] + P_3u(t - \tau_3). \quad (4.10)$$

Опис цієї залежності в програмі щодо розрахунку напружено-деформованого стану, міцності та деформативності залізобетонних елементів, які зазнають

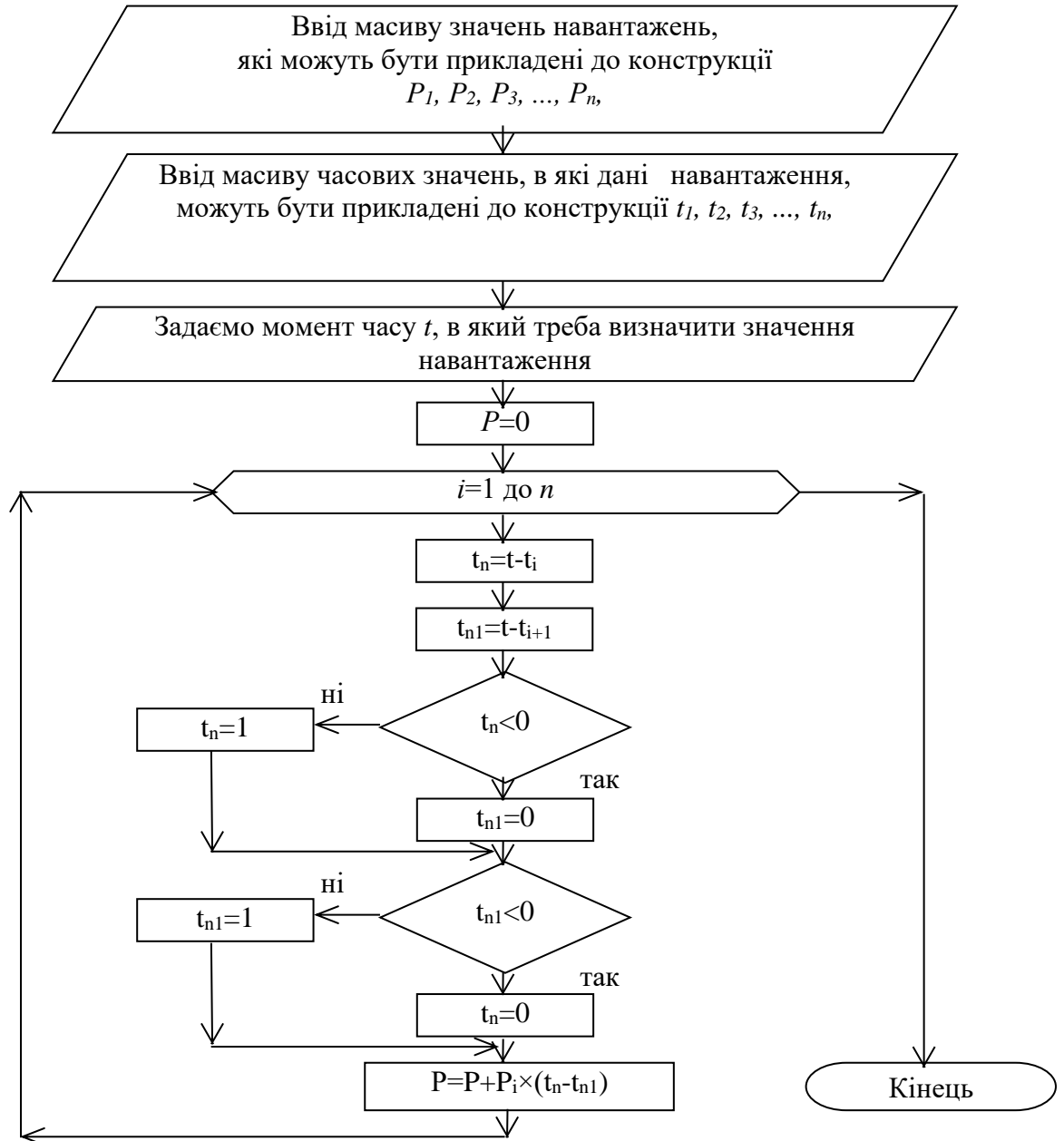


Рис. 4.17. Блок-схема визначення величини навантаження в будь-який момент часу при ступеневій зміні навантажень.

нетривалого перевантаження високого рівня, виконується за блок-схемою, наведеною на рис. 4.17.

**Моделювання напружено-деформованого стану** залізобетонних елементів, що згинаються, пропонується виконувати за допомогою використання методу скінчених елементів. При цьому в основу покладене дискретне уявлення про балку. Умовно розділяємо балку на  $n$  ділянок, розміщених пошарового вдовж осі балки (рис. 4.18).



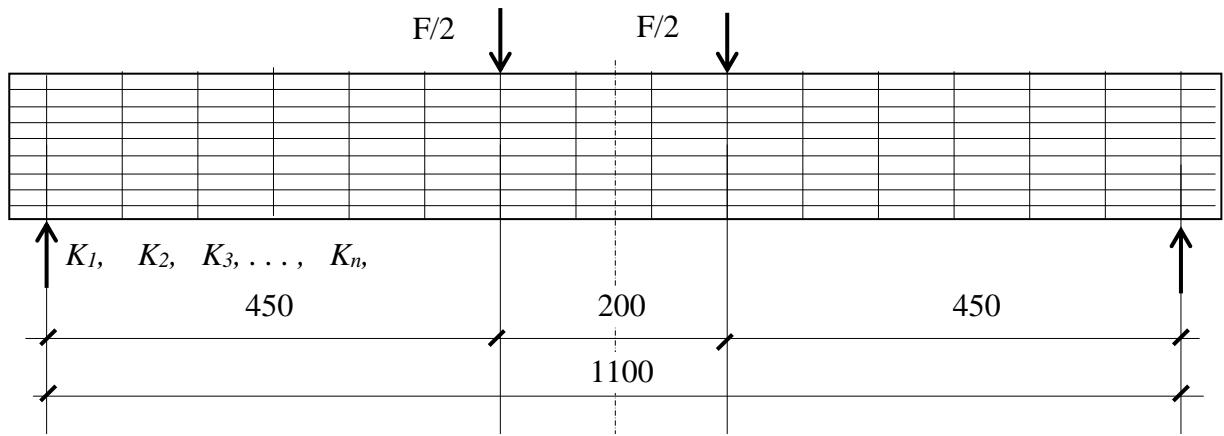


Рис. 4.18. Ділення балки на дискретні ділянки.

Кожна така ділянка представлена своїм серединним перерізом. В межах кожного елемента залишаються незмінними величини: зовнішніх зусиль – згинальних моментів та поперечних сил; моменти від одиничних сил та кривизни балок. Таким чином, безперервну зміну вищезазначених факторів ми замінюємо ступінчатою із величиною на кожній ступені, рівною серединному значенню. При такому підході точність та плавність зміни указаних величин залежить від кількості ділянок розбиття елемента.

По висоті кожна ділянка умовно поділена на  $i$ -те число горизонтальних елементів.  $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$  висотою  $S_{di}$ .

При такій математичній моделі можна припустити, що ділянки, на які розділений залізобетонний елемент, працюють на одноосне навантаження – розтяг чи стиск, залежно від розміщення відносно нейтральної осі балки. Це, в свою чергу, тягне за собою однакове значення напружень та деформацій на всій висоті ділянки  $S_{di}$ .

Введемо позначення геометричних характеристик перерізу  $k$ :

$S_{k,red}$  – умовний статичний момент перерізу відносно осі, що проходить по нижній грані балки зведений до значення січного модуля деформацій  $E_i$ , який обчислюється за формулою:

$$S_{k,red} = \sum A_{ki} y_{ki} E_{ki} + \sum A_{kn} y_{kn} E_{kn}, \quad (4.11)$$

де  $A_{ki}$  – площа перерізу  $i$ -го шару бетону  $A_{ki} = b \times S_{di}$ ;

$y_{ki}$  – відстань від центру мас  $i$ -го шару, що розглядається до нижньої грані балки;

$E_{ki}$  – січний модуль деформацій бетону  $i$ -го шару, визначається за діаграмою деформування бетону „ $\sigma_b$ - $\varepsilon_b$ “ залежно від величини відносних деформацій;

$A_{kn}$  – площа  $n$ -го стержня арматури;

$y_{kn}$  – відстань від центру мас  $n$ -го стержня арматури, що розглядається до нижньої грані балки;

$E_{kn}$  – модуль пружності  $n$ -го стержня арматури;

$A_{k,red}$  – приведена умовна площа поперечного перерізу:

$$A_{k,red} = \sum A_{ki} E_{ki} + \sum A_{kn} E_{kn}; \quad (4.12)$$

$I_{k,red}$  – умовний момент інерції перерізу зведений до значення січного модуля деформацій  $E_i$ , або зведена жорсткість перерізу, яка обчислюється за виразом:

$$I_{k,red} = \sum A_{ki} (y_0 - y_{ki})^2 E_{ki} + \sum A_{kn} (y_0 - y_{kn})^2 E_{kn}; \quad (4.13)$$

$y_0$  – відстань від нижньої грані до центру мас поперечного перерізу балки:

$$y_0 = S_{k,red} / A_{k,red}. \quad (4.14)$$

Для визначення деформації бетону в кожній виділеній ділянці залізобетонного елемента залежно від напружень в ньому по всій висоті поперечного перерізу, використовуємо вираз для пружного бетону, що рекомендовано нормами :

$$\sigma_b = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{Pe_{op}y}{I_{red}} \pm \frac{My}{I_{red}}, \quad (4.15)$$

де позначення – загально прийняті.

Підставляючи у знаменники правої частини виразу (4.15) геометричні характеристики перерізу  $I_{k,red}$ ,  $S_{k,red}$ ,  $A_{k,red}$ , обчислені з урахуванням січного модуля деформацій бетону за формулами (4.12), (4.13), отримуємо вираз для визначення деформацій фібр бетону в поперечному перерізі:

$$\varepsilon_{ki}(t) = \frac{P_0}{A_{k,red}} + \frac{P_0 \times (y_0 - y_{sp}) \times (y_0 - y_{ki})}{I_{k,red}} + \frac{M_k(t) \times (y_{ki} - y_0)}{I_{k,red}}. \quad (4.16)$$

При цьому зусилля попереднього обтиску ( $P_0$ ) розглядається як зовнішня сила.

Місцезнаходження фібри бетону  $y_i$  по відношенню до центру мас перерізу  $y_0$  визначає вид деформації (розтяг „-“, стиск „+“).

Визначивши деформації фібр бетону за формулою (4.16), за діаграмою деформування бетону знаходимо напруження в кожній фібрі бетону  $\sigma_{b,i}$  на всій висоті поперечного перерізу.

Січний модуль деформацій для кожної фібри бетону знаходиться залежно від величини деформацій. Далі, отримавши нові значення січного модуля деформацій бетону, уточнюємо зведені геометричні характеристики залізобетонного перерізу балки. Підставивши у вираз (4.15) нові значення зведених геометричних характеристик отримуємо відповідні їм значення напружень у бетоні, а потім і деформації бетону. Цикл знаходження деформацій повторюємо до тих пір, поки значення нового та попереднього значення деформацій бетону відрізняється на певну наперед задану величину (точність). В результаті ітераційних процесів отримуємо епюри напружень та деформацій в бетоні по всій висоті поперечного перерізу.

Для знаходження напруження в попередньо напруженій та звичайній розтягнутій арматурі записуємо два рівняння рівноваги. Перше:

$$\sum M = M_z(t) - M_b(t) - N_s(t)(y_{sp} - y_s) = 0, \quad (4.17)$$

де  $M_b$  – момент, який створює зусилля в розтягнутому та стиснутому бетоні відносно точки, що лежить на лінії дії сили попереднього напруження в арматурі, в подальшому для позначення цієї величини введемо поняття „момент бетону“.

„Момент бетону“ визначаємо шляхом складання моментів, які „створюють“ окремі фібри бетону товщиною  $S_d$ .

$$M_b(t) = \sum bS_d(y_i - y_{sp})\sigma_{bi}(t). \quad (4.18)$$

Напруження в звичайній арматурі знаходимо з рівняння рівноваги (4.17):

$$\sigma_s(t) = \frac{M_z(t) - M_b(t)}{(y_{sp} - y_s) \times A_s}. \quad (4.19)$$

З другого рівняння рівноваги

$$\sum X = N_{sp}(t) + P_0 - N_b(t) + N_s(t) = 0, \quad (4.20)$$

знаходимо приріст напружень в попередньо напруженій арматурі  $\sigma_{sp}(t)$ :

$$\sigma_{sp}(t) = \frac{N_b(t) - P_0 - N_s(t)}{A_{sp}}. \quad (4.21)$$

Зусилля в бетоні  $N_b(t)$ - визначаємо за формулою:

$$N_b(t) = \sum b S_d \sigma_{bi}(t). \quad (4.22)$$

Таким чином, отримуємо основні параметри напружено-деформованого стану поперечного перерізу залізобетонної попередньо напруженої балки, за будь-якого значення зовнішнього моменту  $M_z(t)$  за умови, що  $M_z(t) \leq M_u$ .

При зміні зовнішнього навантаження  $P(t)$  відповідно змінюється і зовнішній момент  $M_z(t)$ . Для визначення напружено-деформованого стану поперечного перерізу достатньо у виразах (4.15), (4.17) підставити нове значення зовнішнього моменту.

Якщо напруження в розтягнутій фібрі бетону  $\sigma_{b,i}$  досягнули граничного значення напруження при розтягу  $R_{bt,n}$ , то вважаємо, що дана фібра бетону розірвалася, тобто в розтягнутому бетоні утворилася тріщина. Кількість розірваних фібр бетону визначають висоту тріщини  $h_{crc}$ ,

$$h_{crc} = n_{crc} S_d, \quad (4.23)$$

де  $n_{crc}$  – кількість розірваних фібр бетону.

Розірвані фібри бетону автоматично виключаються з поперечного перерізу, а розрахунок напружено-деформованого стану, за вище приведеним алгоритмом, проводиться за зміненими значеннями геометричних характеристик поперечного перерізу. Розрахункова схема поперечного перерізу без тріщин зображена на рис. 4.19, а розрахункова схема балки (ділянки) з тріщинами – на рис. 4.20.

Блок-схема алгоритму знаходження напружено-деформованого стану поперечного перерізу, попередньо напруженої балки наведена на рис. 4.20.

Визначення параметрів напружено-деформованого стану бетону базується на залежності між напруженнями та деформаціями.

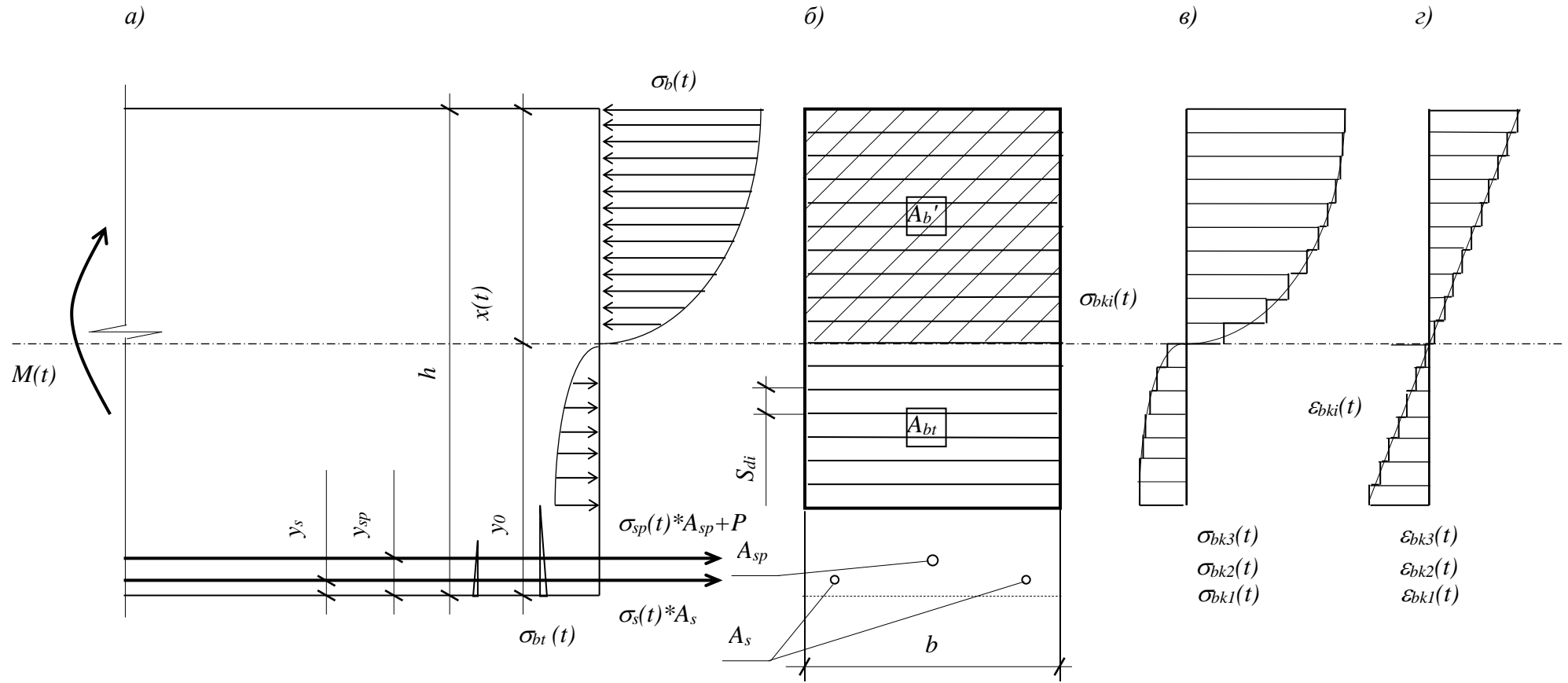


Рис. 4.20. Розрахункова схема балки, при роботі її з тріщинами: а – зусилля та сили, що діють в нормальному перерізі; б – розділення балки по висоті на ділянки  $d_1, d_2, d_3, \dots, d_i$  шириною  $S_{di}$ ; в – дискретна епюра напружень в бетоні поперечного перерізу; г – дискретна епюра деформацій бетону по висоті перерізу.

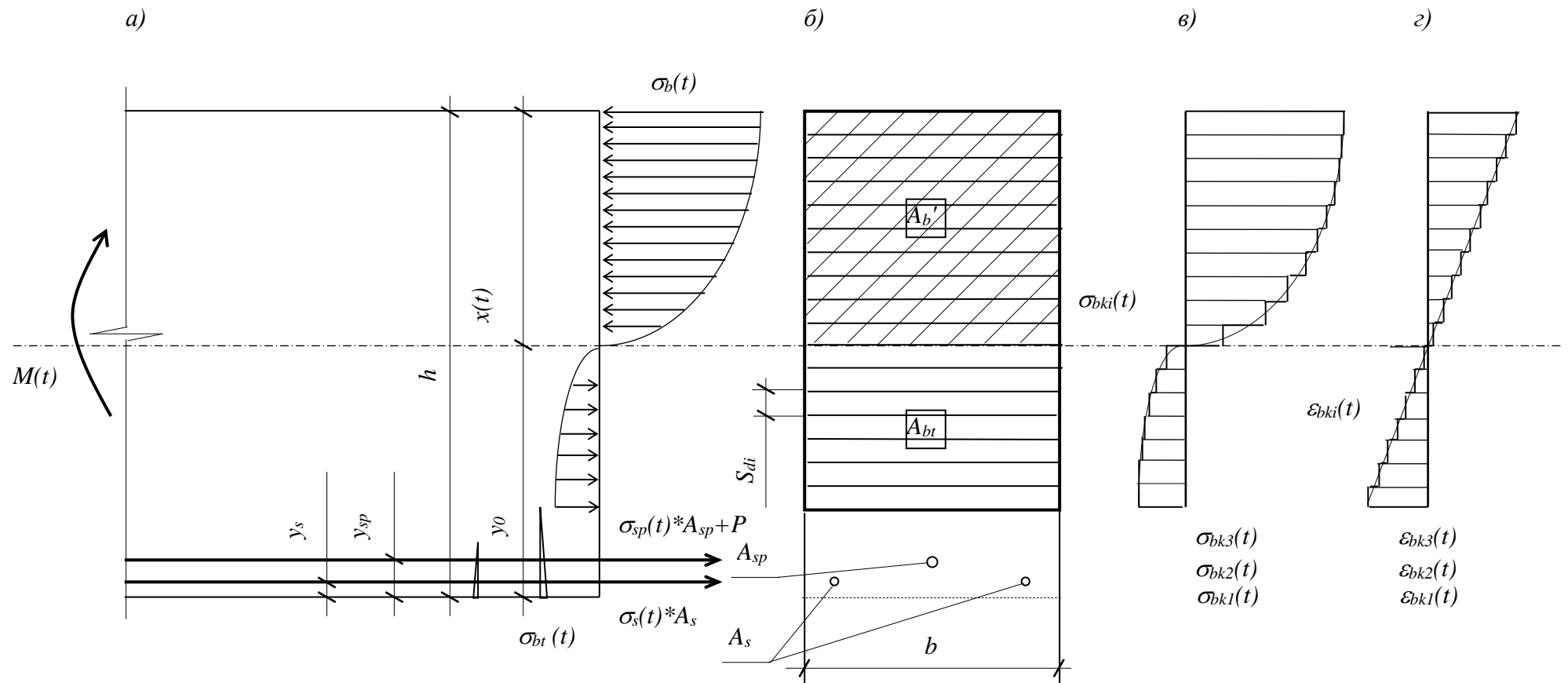


Рис. 4.20. Розрахункова схема балки, при роботі її з тріщинами: а – зусилля та сили, що діють в нормальному перерізі; б – розділення балки по висоті на ділянки  $d_1, d_2, d_3, \dots, d_i$  шириною  $S_{di}$ ; в – дискретна епюра напружень в бетоні поперечного перерізу; г – дискретна епюра деформацій бетону по висоті перерізу.

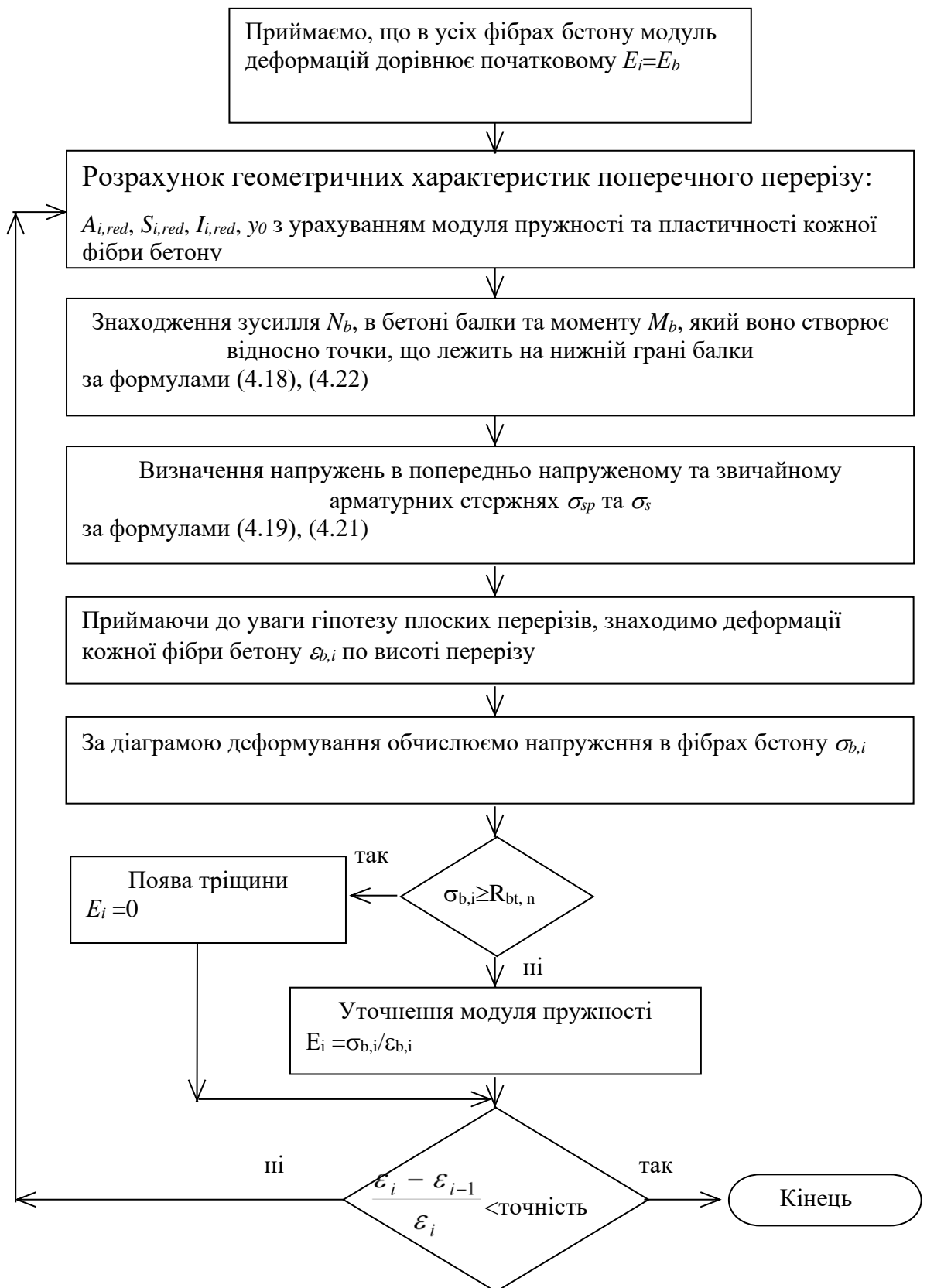


Рис. 4.21. Блок-схема визначення параметрів напружено-деформованого стану поперечного перерізу.

Як уже указувалося в розділі 2, принципового впливу на результат розрахунку вибір виду залежності „ $\sigma$ - $\varepsilon$ “ для цього матеріалу немає. Непрямим чином ця теза підтверджується і в роботі Ромашко В.М.

В роботах Дорофєєва В.С. та Барданова Ю.М. робота бетону для стиску та розтягу описується нелінійним законом:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= E_0\varepsilon - E_1\varepsilon^2; \\ \sigma_{bt} &= E_0\varepsilon - E_{1t}\varepsilon^2,\end{aligned}\tag{4.24}$$

де  $E_0$  – початковий модуль пружності бетону;

$E_1, E_{1t}$  – модулі, які враховують пружно-пластичні властивості бетону при короткочасному навантаженні, відповідно, при стиску та при розтязі.

Проаналізований вплив заміни лінійної залежності „ $\sigma$ - $\varepsilon$ “ на запропонований ними нелінійну залежність (4.24). Виявилось, що навіть при такому „грубому“ підході (використання лінійної залежності) відхилення розрахункового граничного моменту для поперечного нормального перерізу залізобетонної балки від отриманого експериментально становить 23%. Використання пропозицій у вигляді нелінійної залежності (4.24) зменшили цю різницю до 14,9%.

Під час проведення чисельного експерименту для бетону, що працює на стиск, використовувалась пропозиція Вахненка П.Ф. :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{bR} &= A_0 + A_1R_{bn} + A_2R_{bn}^2; \\ \varepsilon_{bu} &= B_0 + B_1R_{bn},\end{aligned}\tag{4.25}$$

де  $A_0, A_1, A_2, B_0$  і  $B_1$  – коефіцієнти та параметри, отримані дослідним шляхом.

При цьому залежність між напруженнями та деформаціями в бетоні рекомендується записувати у вигляді:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= C_1\varepsilon_b + C_2\varepsilon_b^2 + C_3\varepsilon_b^3 \text{ при } 0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bR}; \\ \sigma_b &= D_0 + D_1\varepsilon_b + D_2\varepsilon_b^2 \text{ при } \varepsilon_{bR} < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bu},\end{aligned}\tag{4.26}$$

де  $C_1, C_2, C_3, D_0, D_1, D_2$  – параметри, що визначаються за запропонованими автором [35] виразами.



Також використовувалася модель, запропонована Школярем С.П. Згідно цих пропозицій напруження в стиснутому бетоні визначалися за формулою:

$$\sigma_b = \frac{E_b \varepsilon_b}{1 + \frac{E_b \varepsilon_b}{R_b} \times \frac{50 - 0,5R_b}{50 + R_b}} \quad (4.27)$$

Деформування бетону розтягнутої зони описувалося залежністю, запропонованою в [1] із заміною міцності бетону на стиск на міцність бетону на розтяг:

$$\frac{\sigma_{bt}}{R_{bt}} = \frac{\eta \gamma}{1 + (\gamma - 1) \left( 0,75\eta + 0,25\eta^3 \right)^{\frac{\gamma}{(\gamma - 1)^{1,5}}}}, \quad (4.28)$$

де  $R_{bt}$  – міцність бетону на розтяг;  $\eta$  – рівень деформацій  $\left( \eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} \right)$ ;

$\gamma$  – коефіцієнт, що визначається за виразом  $\gamma = \frac{E_b \varepsilon_k}{R_{bt}}$  (тут  $\varepsilon_R$  – граничне значення деформації).

В результаті виконаного аналізу результатів експерименту встановлено, що розходження на кінцевому етапі розрахунку міцності за обома варіантами не перевищує 4,2%, що дає змогу говорити про співпадання підходів.

Під час розроблення даної методології визначення та регулювання технічного стану залізобетонних конструкцій виходили з того, що є необхідність створення такої моделі яка, з однієї сторони, враховувала б останні досягнення в теорії залізобетону, а з іншої – була б гнучкою тобто могла трансформуватися з розвитком знань в цій галузі.

**Короткочасна та тривала міцність залізобетонних елементів за нормальним перерізом.** Розроблена модель дає можливість визначати напружено-деформований стан та міцність залізобетонних елементів, що згинаються, як звичайних, так і попередньо напружених, за умови, що вони є не переармованими, тобто  $\xi \leq \xi_R$ .

Методика визначення найважливішого показника експлуатаційної придатності першої групи – міцності описана вище. Використовуючи її, спочатку знаходимо напруження в робочій розтягнутій арматурі. Задаючи значення зовнішнього навантаження  $F$  шляхом послідовних наближень визначаємо руйнуюче зусилля  $F_{lim}$  з певним наперед заданим ступенем точності. За руйнуюче зусилля прийнято вважати зовнішнє навантаження при якому напруження в розтягнутій арматурі досягли граничного  $\sigma_s \geq R_s$ .

В процесі експлуатації важливим є визначення тривалої міцності  $F_{tr}$ . При цьому будемо виходити з положення, що якщо на певному проміжку часу експлуатації будівельна конструкція не зруйнувалася і придатна до експлуатації, то цей часовий відрізок можна вважати тривалою міцністю конструкції  $F_{tr}$ . Звичайно, при дії змінного навантаження важливе значення має тривалість та інтенсивність його. Використовуємо залежність для визначення часу, протягом якого конструкція може експлуатуватися без руйнування (при дії навантаження постійної інтенсивності), власне кажучи – залишкового ресурсу конструкції при такому завантаженні, запропоновану Прокоповичем І.Є. та Зедгенідзе В.А. :

$$\tau_{tr} = 10^{\frac{0,92-\eta^*}{0,04}} + t_r. \quad (4.29)$$

При зміні навантаження, в тому числі і короткочасному перевантаженню високого рівня, пропонується трансформувати цей вираз у вигляді суми добутку тривалості дії навантаження та оберненої величини тривалої міцності при даному рівні навантаження. Таким чином тривале навантаження буде мати вигляд

$$F_{tr} = \sum_{i=1}^n t_i \left( 10^{\frac{0,92-\eta^*}{0,04}} \right)^{-1}, \quad (4.30)$$

де  $\eta^*$  – рівень навантаження.

При цьому використовується принцип накопичення ушкоджень за яким елемент вважається зруйнованим якщо  $F_{tr}$  досягла значення одиниці.

Руйнування однієї окремої фібри бетону балки визначається за формулою (4.30). При цьому, якщо фібра зруйнувалася, то вона виключається з перерізу, а геометричні характеристики перерізу визначаються заново для цього стану.

Таким чином, запропонована модель дає можливість визначати міцність при дії перемінного навантаження (в тому числі і високого рівня), тобто прогнозувати роботу елемента на певний період часу.

#### **Визначення показників експлуатаційної придатності другої групи.**

В процесі експлуатації, як уже відзначалося, важливим є не лише міцність елемента, але і її деформативність. До речі, ширина розкриття тріщин грає значно меншу роль, оскільки при перевищенні допустимих значень відновлення експлуатаційних показників виконується в ході поточного ремонту.

Оскільки головною складовою прогину залізобетонної конструкції, що згинається, є прогин під час довготривалого навантаження (в тому числі і особливо при короткочасному перевантаженні), то необхідно мати механізм визначення цієї складової деформації.

Прогин конструкції при постійній дії навантаження (в точу числі і змінного) визначається величиною деформацій повзучості бетону.

У прийнятій моделі залізобетонної балки складний напружено-деформований стан – згин замінюється на більш простий – центральний розтяг чи стиск, який діє в елементарних ділянках, на які поділена реальна конструкція. Величина цих зусиль залежить від положення елементарної ділянки як по висоті перерізу, так і по довжині балки. При навантаженні в поперечному перерізі виникає певний напружено-деформований стан, який залежить від різних факторів, Але основним є зовнішнє навантаження (при фіксованому для конкретного елемента прольотах та схемах обпирання). Якщо зовнішнє навантаження  $F(t)$  не перевищує граничного  $F_u$ , тоді параметри напружено-деформованого стану знаходимо за допомогою алгоритму який наведений на рис. 4.17. Отримавши, користуючись даним алгоритмом, значення напружень в усіх фібрах бетону  $\sigma_{b,i,k}$ , в подальшому

будемо розглядати один переріз, в якому зміна ділянок відбувається лише по висоті  $\sigma_{b,i}$ .

Опису роботи бетонних та залізобетонних конструкцій під дією тривалих навантажень, тобто оцінюванню величини деформацій повзучості бетону, присвячено досить багато досліджень. Однак при дії складних навантажень дослідних та теоретичних розробок значно менше. Найбільш широко це питання вивчав Александровський С.В. та його співробітники. Проблема полягає в необхідності використання принципу накладання дій та застосування нелінійної теорії повзучості старіючого (деформації вважаються незворотними при розвантаженні) бетону при складних режимах його завантаження.

Найбільш такою, що відповідає викладеним вимогам, є теорія пружно-повзучого тіла. В даній роботі вона і пропонується для описання деформацій повзучості бетону.

В основу цієї теорії закладені наступні основні передумови:

- бетон розглядається як однорідний ізотропний матеріал;
- миттєві деформації та напруження зв'язує лінійна залежність;
- між напруженнями та деформаціями повзучості існує лінійна залежність;
- для деформацій повзучості справджується принцип накладань, який полягає в тому, що сумарна деформація повзучості при змінному напруженні може бути знайдена як сума деформацій повзучості, викликаних відповідними приростами напружень. При цьому вважається, що величина деформацій повзучості, викликана приростами напружень, залежить від величини і тривалості дії цього приросту, але не залежить від величини і тривалості дії решту приростів;
- абсолютні величини деформацій (як пружні, так і деформації повзучості) приймаються незалежними від знаку напружень.

Використовуючи теоретичні результати значень міри повзучості  $C(\sigma, t, \tau)$  при ступеневій зміні навантаження отримані за виразами наведеними в роботі, запропоновано в алгоритмі розрахунку використати ці вирази.

Повні деформації з урахуванням часового фактору при цьому будуть дорівнювати:

$$\varepsilon_{b,i}(t) = \varepsilon_{b,i} + \varepsilon_{b,i,p}(t), \quad (4.31)$$

де  $\varepsilon_{b,i}$  – початкові деформації, тобто деформації бетону під час навантаження, отримані з використанням діаграми деформування;

$\varepsilon_{b,i,p}(t)$  – деформації повзучості, викликані початковими напруженнями.

Початкові деформації  $\varepsilon_{b,i}(t)$  залежать від величини зовнішнього навантаження та пружно-пластичних властивостей бетону. Використовуючи викладену вище методику, ці деформації визначаємо за виразом:

$$\varepsilon_{b,i}(t) = \frac{\sigma_{b,i}(t)}{E_{b,i}(t)\nu}, \quad (4.32)$$

де  $\sigma_{b,i}(t)$  – напруження в  $i$ -ій фібрі бетону в час  $t$ .

Використавши принцип накладання та функцію Хевісайда записуємо вираз для визначення деформацій бетону в будь-який момент часу при ступеневій зміні навантаження.

Якщо навантаження ступенево змінюються, то для визначення деформацій, а значить і напружень, використовуємо формулу Хевісайда та принцип накладання. Таким чином, отримуємо значення відносних деформацій в будь-який момент часу за умов режимного навантаження:

$$\varepsilon_{b,i}(t) = \frac{\sigma_{b,i}(t)}{E_{b,i}(t)\nu} + \sum_{k=1}^n f(\sigma_{b,i,k}) C(\sigma, t, \tau), \quad (4.33)$$

де  $f(\sigma_{b,i,k})$  – функція напружень.

Виходячи з пропозицій ця залежність описується поліномом другого ступеню:

$$f(\sigma_{b,i,k}) = \beta_0 \sigma_{b,i,n} + \beta \sigma_{b,i,n}^2, \quad (4.34)$$

де  $\beta_0$  та  $\beta$  – коефіцієнти, що визначаються емпіричним шляхом.

Другий доданок правої частини виразу (4.34) це – незворотні деформації повзучості бетону за час дії певної величини напруження.

Оскільки напруження є наслідком дії зовнішнього навантаження, то їх зміну можна описати за допомогою функції Хевісайда:

$$\sigma_{b,i,k} = \frac{F_{i,k} u(t)}{A_i}, \quad (4.35)$$

тут  $F_{i,k}$  – сила, що діє на  $i$ -ту фібру бетону на проміжку часу  $t_k - t_{k+1}$ ;

$\sigma_{b,i,k}$  – напруження які виникають в  $i$ -ій фібрі бетону на проміжку часу  $t_k - t_{k+1}$ .

В результаті елементарних математичних перетворень маємо:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{b,i}(t) = & \frac{F_i(t)}{E_i V} + \sum_{k=1}^n f \left[ \frac{F_{i,k} u(t - \tau_k)}{A_i} \right] [C_{\min}(\tau_{k+1}, \tau_k) + C_H(\sigma, \tau_{k+1}, \tau_k)] + \\ & + \sum_{k=1}^n f \left[ \frac{F_{i,k} (u(t - \tau_k) - u(t - \tau_{k+1}))}{A_i} \right] [C_{\min}(t, \tau_k) + C_H(\sigma, t, \tau_k)]. \end{aligned} \quad (4.36)$$

Таким чином, використовуючи рівняння (4.36), можна отримати значення відносних деформацій кожної фібри бетону в будь-який час навантаження, причому останнє може бути змінним (за ступеневим законом).

Структура цього виразу така, що перший доданок правої частини показує величину миттєвих деформацій бетону з урахуванням пружно-пластичних властивостей бетону, а другий – враховує дію попередніх навантажень, третій доданок враховує вплив навантаження, що діє безпосередньо в момент спостереження.

Маючи середні відносні деформації стиснутого бетону та розтягнутої арматури в будь-який момент навантаження, можемо визначити (за стандартною нормативною методикою) кривизну елемента  $\left( \frac{1}{\rho} \right)$ .

На ділянках балки, де відсутні тріщини, середні деформації арматури і бетону приймаються рівними відносним деформаціям в окремих фібрах.

На ділянках з нормальними тріщинами для знаходженні середніх значень деформацій арматури  $\varepsilon_{sm}$  та бетону стиснутої зони  $\varepsilon_{bm}$  використовуємо загальноприйняті коефіцієнти нерівномірності деформацій бетону та арматури  $\psi_b, \psi_s$ . Як відомо, графічно коефіцієнт  $\psi_s$  можна представити як відношення площі епюри напружень арматури  $S_{\sigma_s}$  на довжині  $l_{crc}$  до повної площі епюри напружень з ординатою  $\sigma_s$  рис. 4.22. Тобто, можна записати:

$$\psi_s = \frac{S_{\sigma_s}}{l_{crc}\sigma_s}, \quad (4.37)$$

де  $l_{crc}$  – відстань між тріщинами.

Цю відстань можна визначити, використовуючи рекомендації [65]

$$l_{crc} = \delta\eta 20(3,5 - 100\mu)^{\frac{2}{3}}\sqrt{d}. \quad (4.38)$$

Виходячи з гіпотези, що згинальний момент від дії зовнішнього навантаження в перерізі з тріщиною і між ними один і той же ( $M(t)$ ), визначаємо коефіцієнт  $\psi_s$ .

Використавши розрахункову схему елемента, що згинається, без тріщин в нормальному перерізі (рис. 4.19), визначимо значення напружень  $\sigma_{min}^-$ . Напруження в арматурі на ділянці між тріщинами знаходимо за умови, що  $M(t) > M_{crc}$ , але тріщини в розтягнутому бетоні не утворюються. В цьому випадку використовуємо розрахункову схему зображену на рис. 4.20. Площа епюри напружень на довжині  $l_{crc}$  визначаємо за допомогою виразу:

$$S_{\sigma_s} = \int_{-\frac{l_{crc}}{2}}^{+\frac{l_{crc}}{2}} \sigma_s(l) dl \quad (4.39)$$

Виділимо три точки коллокацій:  $\sigma_s(-l_{crc}/2) = \sigma_{crc}$ ;  $\sigma_s(0) = \sigma_{min}$ ;  $\sigma_s(l_{crc}/2) = \sigma_{crc}$ . Форму епюри напружень за цими точками (рис. 4.23) опишемо квадратною параболою (4.40).

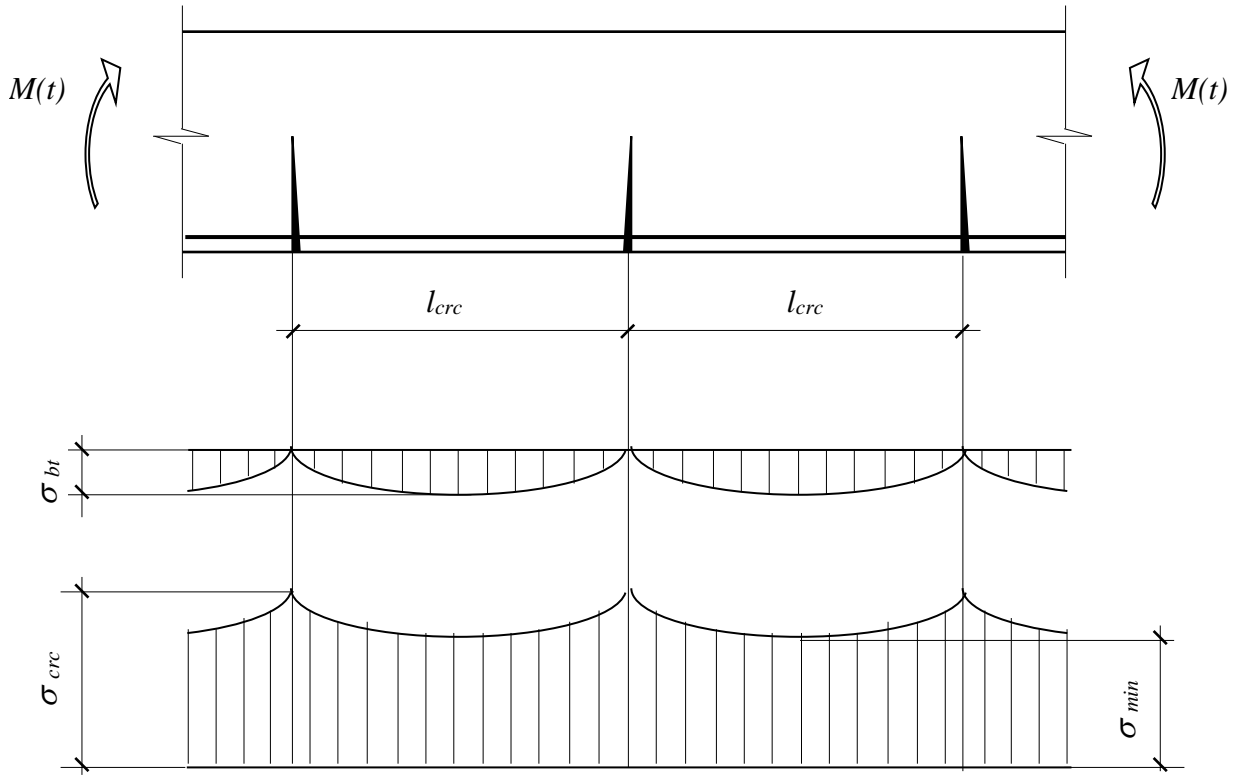


Рис. 4.22. Епюра напружень в поздовжній робочій розтягнутій арматурі та розтягнутому бетоні при роботі балки з тріщинами.

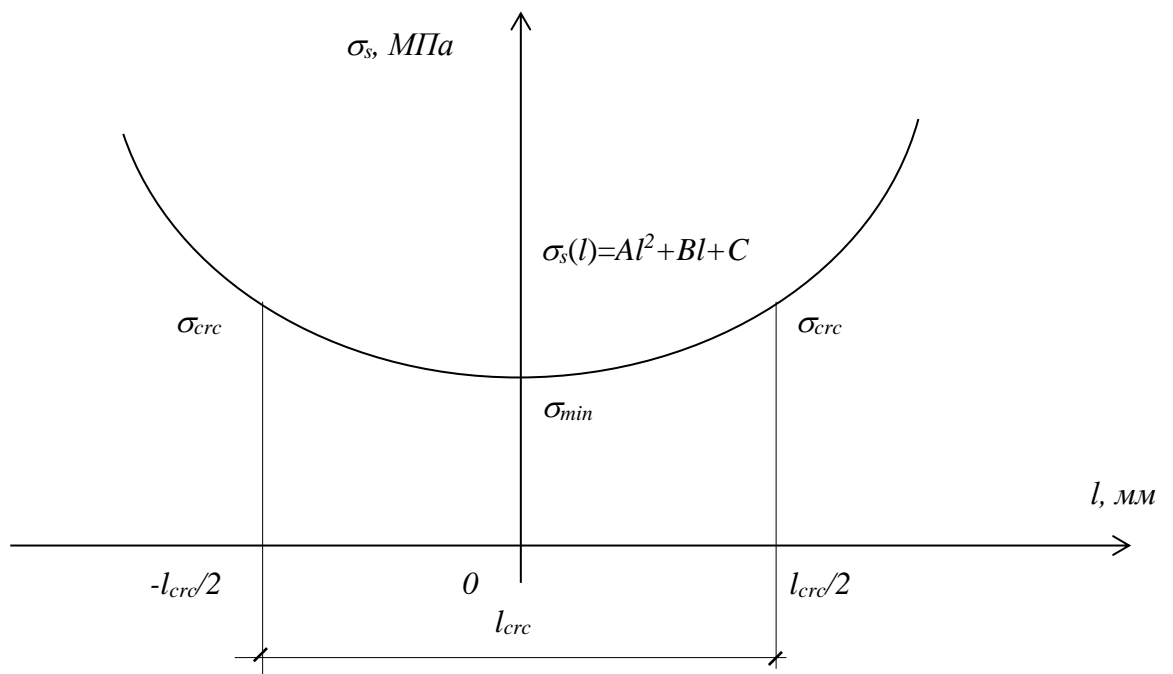


Рис. 4.23. Визначення площі епюри напружень розтягнутої арматури між тріщинами.



$$\sigma_s(l) = Al^2 + Bl + C. \quad (4.40)$$

Для визначення коефіцієнтів  $A$ ,  $B$ ,  $C$  розглянемо систему рівнянь:

$$\begin{cases} Al_1^2 + Bl_1 + C = y_1; \\ Al_2^2 + Bl_2 + C = y_2; \\ Al_3^2 + Bl_3 + C = y_3. \end{cases} \quad (4.41)$$

Методом прямого та зворотного ходу Гауса матриці складеної з коефіцієнтів системи та вільних членів отримуємо розв'язок системи.

$$\begin{bmatrix} A & B & C \\ A & B & C \\ A & B & C \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{bmatrix}. \quad (4.42)$$

Розв'язавши сумісно вирази (4.39) і (4.40), отримаємо:

$$S_{\sigma s} = \int_{-\frac{l_{crc}}{2}}^{+\frac{l_{crc}}{2}} (Al^2 + Bl + C) dl. \quad (4.43)$$

Виконавши інтегрування цього виразу, отримаємо формулу для визначення площі епюри напружень арматури на ділянці між тріщинами:

$$S_{\sigma s} = \frac{Al_{crc}^3}{12} + \frac{Bl_{crc}^2}{4} + Cl_{crc}. \quad (4.44)$$

Виходячи з вищевикладеного, маємо можливість визначити значення коефіцієнта нерівномірності напружень в арматурі:

$$\psi_s = \frac{Al_{crc}^2 + 3Bl_{crc} + 12C}{12\sigma_{crc}}. \quad (4.45)$$

Фактичні значення показників експлуатаційної придатності (а саме – прогинів посередині прольоту від дії згинального моменту) при режимному навантаженні, що розглядається, визначається за  
ВИДОМ

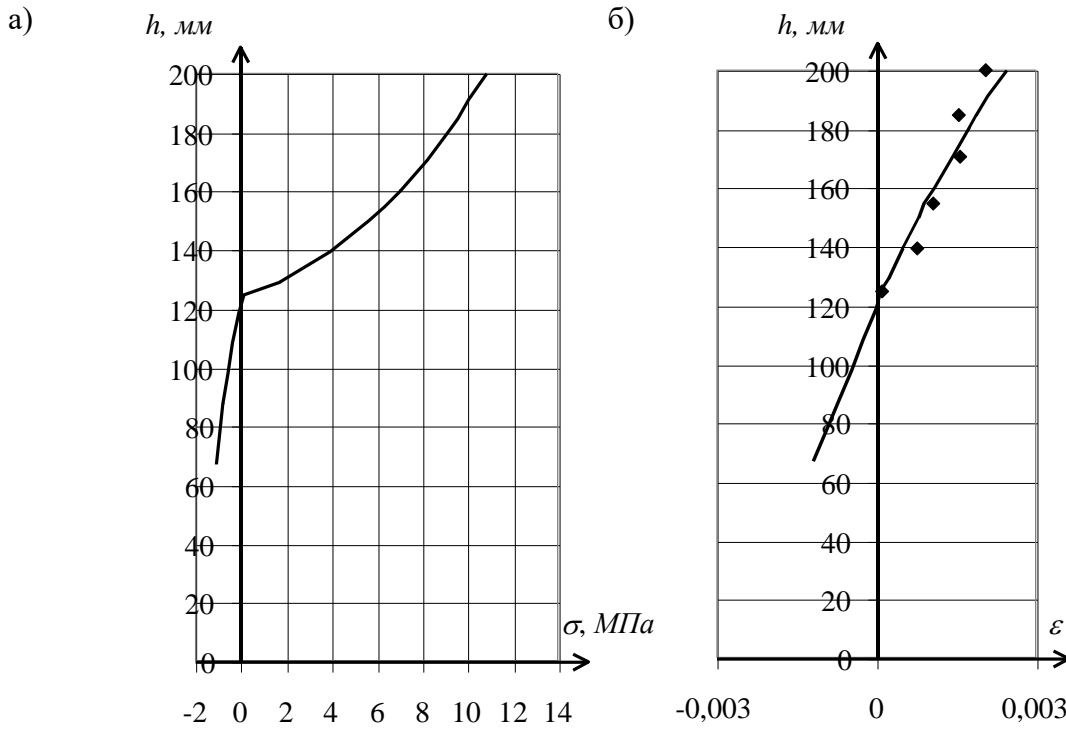


Рис. 4.25. Напруження (а) та деформації (б) бетону по висоті перерізу балки Б 2-2, в момент часу  $t_4$ .

ою формулою:

$$f_m = \int_0^l \overline{M}_x \left( \frac{1}{r} \right)_x dx. \quad (4.46)$$

Реалізація цієї ідеї може бути здійснена, наприклад, шляхом множення отриманої епюри кривизни та епюри моменту від одиничної сили за правилом Верещагіна. Для прогину в середині прольоту можна використати пропозиції

$$f_m = \frac{l^2}{12n^2} \left\{ \left( \frac{1}{r} \right)_{(l)0} + \left( \frac{1}{r} \right)_{(r)0} + 6 \sum_{i=1}^{n/2-1} i \left[ \left( \frac{1}{r} \right)_{(l)i} + \left( \frac{1}{r} \right)_{(r)i} \right] + (3n-2) \left( \frac{1}{r} \right)_m \right\}. \quad (4.47)$$

Для жорстких балок ( $l/h < 10$ ) згідно норм необхідно враховувати вплив поперечної сили на величину прогину. Це можна зробити, використавши пропозиції та, таким чином, визначити повний прогин від дії моменту і поперечної сили:

$$f_{tot} = f_m \left[ 1 + \frac{\varphi_q \left( \frac{h}{l} \right)^2}{\rho_m} \right]. \quad (4.48)$$

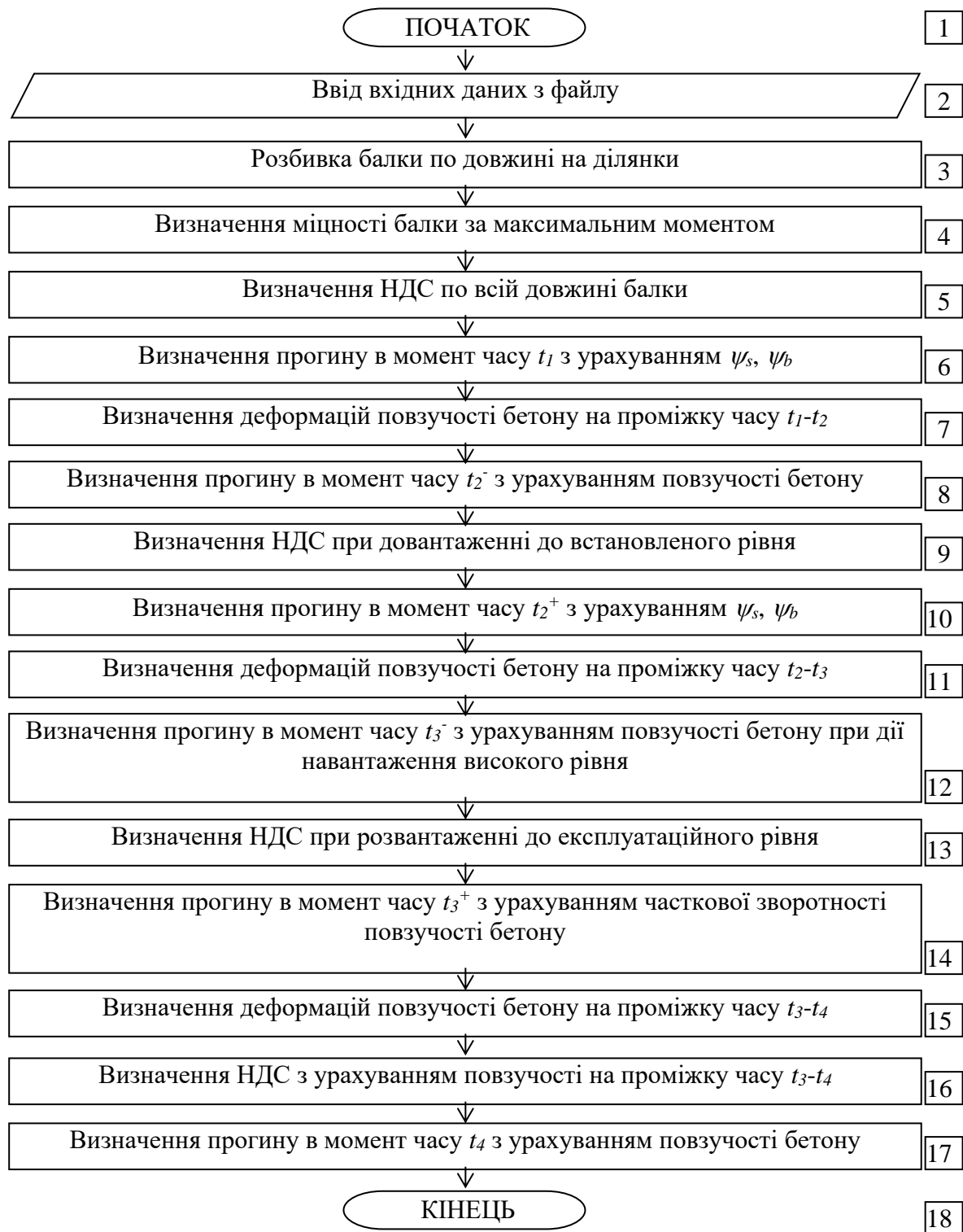


Рис. 4.24. Блок-схема алгоритму програми визначення НДС та прогинів при довантаженні балки до високих рівнів.

У виразі (4.48) коефіцієнт  $\varphi_q$  приймається рівним 0,5 за відсутності тріщин та 1,5 – при наявності нормальних чи похилих тріщин.

Вищенаведені викладки використанні при розробці алгоритму визначення параметрів напружено-деформованого стану та величини прогинів балок при нетривалому високого рівня їх довантаженні. Блок-схема цього алгоритму наведена на рис. 4.24:

1 – Запуск програми.

2 – Ввід вхідних даних створюється у вигляді файлу.

3 – Балка розбивається на задану кількість ділянок по довжині її.

4 – За допомогою процедури визначення міцності балки, методом наближення, знаходимо теоретичне значення міцності конструкції за нормальним перерізом.

5 – Розбиваємо кожну горизонтальну ділянку по вертикалі на задане число ділянок. За допомогою процедури визначення НДС знаходимо параметри напружено-деформованого стану на всій довжині балки (рис. 4.21).

6 – За значеннями деформацій крайньої стиснутої фібри бетону та крайньої розтягнутої (де тріщини не утворилися), а також за деформацією розтягнутої арматури (утворення тріщин) знаходимо коефіцієнти  $\psi_s$  та  $\psi_b$  і визначаємо на кожній горизонтальній ділянці кривизну. Шляхом перемноження епюр (4.47) знаходимо прогин балок в момент завантаження.

7 – За значеннями напружень кожної фібри бетону на всіх ділянках визначаємо деформації повзучості на проміжку часу  $t_1-t_2$ .

8 – За значеннями деформацій, аналогічно п.6, знаходимо прогини в момент часу  $t_2^-$ .

9 – Аналогічно п.5 визначаємо параметри напружено-деформованого стану після довантаження до більш високого рівня.

10 – Аналогічно п.6 визначаємо прогин.

11 – За значеннями напружень кожної фібри бетону на всіх ділянках визначаємо деформації повзучості на проміжку часу  $t_2-t_3$ .

12 – За значеннями деформацій, аналогічно п.6, знаходимо прогини в момент часу  $t_3^-$ .

13 – В момент часу  $t_3^-$ , тобто після розвантаження до експлуатаційного рівня, визначаємо параметри напружено-деформованого стану з урахуванням зворотних та незворотних деформацій повзучості.

14 – Аналогічно п.6 визначаємо прогин.

15 – Аналогічно п.7 на всіх ділянках визначаємо деформації повзучості на проміжку часу  $t_3-t_4$ .

16 – Аналогічно п. 5 визначаємо параметри напружено-деформованого стану після витримки конструкції під навантаженням високого рівня.

17 – Аналогічно п.6 визначаємо прогин.

18 – Вивід результатів роботи в файл результатів.

Використовуючи цей алгоритм, розроблена програма для визначення НДС та прогинів балок з урахуванням впливу нетривалого довантаження високого рівня. Таким чином, спираючись на проведені дослідження та розроблені пропозиції, можна визначати основні показники експлуатаційної придатності та технічний стан залізобетонної конструкції в цілому при дії на неї нетривалого навантаження високого рівня в будь-який час. При цьому, можна не лише визначати фактичні показники технічного стану, але і прогнозувати роботу конструкцій при дії такого виду навантажень.

Порівняння результатів теоретичного моделювання за розробленою методикою з експериментальними даними показують на досить хорошу збіжність цих величин.

#### **4.4. Висновки за розділом**

1. Початковий ресурс окремих залізобетонних конструкцій слід встановлювати на апостеріорних даних, отриманих в ході експлуатації аналогічних конструкцій в подібних умовах. Величина початкового ресурсу визначається швидкістю деградації показників експлуатаційної придатності та стратегією експлуатації.

2. Запропонована методика визначення запасу ПЕП під час проектування базується на величині наперед заданого ресурсу та через коефіцієнт ресурсу  $\gamma_R$  визначається розрахунком.

3. Регулювання технічного стану конструкцій в період експлуатації можливе двома шляхами: уточненням області якості через вивчення фактичної роботи конструкцій чи скорочення числа ПЕП (з урахуванням конкретних умов експлуатації) та підвищенням експлуатаційних показників.

4. Випадок нетривалого (4...5 діб) перевантаження конструкцій в процесі їх експлуатації трапляється доволі часто. Експериментально-теоретичні дослідження роботи залізобетонних конструкцій в таких умовах показали, що:

- при такому режимові навантаження проявляються пластичні деформації (при рівнях  $0,7F_U$ ,  $0,85F_U$ ,  $0,9F_U$ , деформації крайньої стиснутої фібри бетону вирости відповідно на 30%, 50%, 75%, деформації арматури відповідно на 7%, 84% ), тому це необхідно враховувати при визначенні показників експлуатаційної придатності;
- експериментально встановлено, що при довантаженні до рівня  $0,9F_U$  прогин балки виріс на 87% і перевищив граничне значення, тому в процесі експлуатації згинальних будівельних конструкцій слід уникати нетривалого довантаження до рівня більше ніж  $0,85F_U$ ;
- міцність залізобетонних елементів, що згинаються, знизилася на 0,6% при довантаженні до рівня  $0,7F_U$  та 7,6% при довантаженні до рівня  $0,9F_U$ . Якщо рівень нетривалого довантаження перевищує  $0,85F_U$ , то в бетоні стиснутої зони можливі деструктивні процеси які впливають на міцність конструкції;
- розроблена методика визначення величини прогину з урахуванням передісторії навантаження базується на

загальноприйнятих передумовах (гіпотеза плоских перерізів, повна діаграма деформування матеріалів, теорія пружно-повзучого тіла) і дає можливість прогнозувати прогини.

5. При регулюванні технічного стану на основі запропонованої моделі експлуатації, що базується на апостеріорній інформації, встановлюються такі запаси ПЕП, які гарантують наперед заданий ресурс системи окремої конструкції чи будівлі або споруди в цілому.