

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ УКРАЇНИ
«КИЇВСЬКИЙ ПОЛІТЕХНІЧНИЙ ІНСТИТУТ
імені ІГОРЯ СІКОРСЬКОГО»**

БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ І КОНСТРУКЦІЇ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД

РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЄКТУ

*Рекомендовано Методичною радою КПІ ім. Ігоря Сікорського
як навчальний посібник для здобувачів ступеня бакалавр за освітньою програмою
«Геоінженерія» спеціальності 184 «Гірництво»*

**Київ
КПІ ім. Ігоря Сікорського
2021**

Назва: Будівельні матеріали та конструкції підземних споруд. Рекомендації до виконання курсового проєкту [Електронний ресурс] : навч. видання. для студ. спеціальності 184 «Гірництво» / КПІ ім. Ігоря Сікорського ; уклад.: А. Л. Ган., Л. В. Шайдецька. – Електронні текстові данні (1 файл: 1,77 Мбайт). – Київ : КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2021. – 45 с.

*Гриф надано Методичною радою КПІ ім. Ігоря Сікорського (протокол № 2 від 09.12.2021 р.)
за поданням Вченої ради Навчально-наукового інституту енергозбереження та енергоменеджменту (протокол № 4 від 29.11.2021 р.)*

Електронне мережне навчальне видання

БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ І КОНСТРУКЦІЇ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД. РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЄКТУ

Укладачі: *Ган Анатолій Леонідович*, кандидат технічних наук, доцент
Шайдецька Любов Валентинівна, кандидат технічних наук

Відповідальний редактор *Ган Олена Валеріївна*, кандидат технічних наук

Рецензент: *Зайченко Стафан Володимирович*, доктор технічних наук професор

Основна мета навчального видання – дати майбутнім фахівцям у галузі підземного будівництва відповідно до компетентностей освітньої програми «Геоінженерія» спеціальності 184 «Гірництво» необхідні знання з застосування конструкцій, їхніх особливостей і характеристик, а також навички та вміння, потрібні для розрахунку та конструювання елементів, економічного аналізу їхньої ефективності.

За індивідуальним завданням необхідно розрахувати і законструювати елементи ребристого перекриття.

ЗМІСТ

ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ.....	4
ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ ТА ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЄКТУ	6
1. СКЛАДАННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ ПЕРЕКРИТТЯ	7
2. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ	9
3. РОЗРАХУНОК МОНОЛІТНОЇ БАЛОЧНОЇ ПЛИТИ.....	13
3.1 Визначення розрахункових прольотів і згинальних моментів плити	14
3.2 Розрахунок поперечного перерізу арматури.....	17
3.3 Армуння плит монолітних плит	18
3.4 Перевірка міцності товщини плити на дію максимальних поперечних сил ...	20
4. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОЇ ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ.....	22
4.1 Визначення розрахункових прольотів і навантажень на другорядні балки	22
4.2 Визначення розрахункових зусиль (моментів) другорядних балок	24
4.3 Визначення міцності перерізів другорядних балок	26
4.4 Розрахунок похилих перерізів другорядних балок	28
4.5 Побудова епюри арматури і конструювання балки	31
ПИТАННЯ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЮ	36
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	37
ДОДАТОК 1.....	38
ДОДАТОК 2.....	40
Розрахункові опори та початковий модуль пружності важкого бетону.....	40
ДОДАТОК 3.....	41
Розрахункове значення опору арматури на розтягнення, та на стиснення при розрахунку за граничним станом I групи.....	41
ДОДАТОК 4.....	42
Характеристики дротяної арматури.....	42
ДОДАТОК 5.....	43
Сортамент арматури.....	43
ДОДАТОК 7.....	45
Відомість витрати сталі	45

ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Бетонні та залізобетонні конструкції повинні задовольняти основним вимогам безпеки, які визначені у «Технічному регламенті будівельних виробів, будівель і споруд», затвердженому постановою Кабінету Міністрів України № 1764 від 20 грудня 2006 р., ДБН В.2.6-98, ДБН В.1.2-14 та ДБН В.1.2-7-2008. Для забезпечення вимог безпеки конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб з необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій у процесі будівництва і експлуатації будівель та споруд була виключена можливість руйнування будь-якого характеру або порушення експлуатаційної придатності, пов'язаного із спричиненням шкоди для життя або здоров'я людини, майна або навколишнього середовища.

Бетонні та залізобетонні конструкції повинні бути забезпеченими з необхідною надійністю від виникнення всіх видів граничних станів розрахунками, вибором показників якості матеріалів, призначенням розмірів та конструюванням.

Розрахунок бетонних та залізобетонних конструкцій виконують за граничними станами згідно ДБН В.2.6-98, які включають:

- граничні стани першої групи;
- граничні стани другої групи.

Розрахунки за граничними станами першої групи, включають розрахунки щодо визначення несучої здатності з урахуванням в необхідних випадках деформованого стану конструкції.

Розрахунки за граничними станами другої групи, включають розрахунки щодо виникнення та розкриття тріщин і по деформаціям.

Розрахунки за граничними станами конструкції в цілому, а також окремих її елементів необхідно, як правило, виконують для всіх стадій її існування – виготовлення, транспортування, зведення та експлуатації; при цьому розрахункові схеми повинні відповідати реальній роботі конструкцій та прийнятим конструктивним рішенням.

Розрахунки зусиль, напружень та деформацій від зовнішніх навантажень та впливів оточуючого середовища в бетонних і залізобетонних конструкціях слід визначати за загальними правилами будівельної механіки з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності роботи конструкції у системі.

Необхідно урахувати перерозподіл зусиль в елементах системи внаслідок нелінійних деформацій бетону і арматури та процесів тріщиноутворення за граничним станом, що розглядається.

Метою курсового проєкту є ознайомлення студентів із загальними принципами інженерних розрахунків та конструювання елементів монолітного перекриття, дати практичні навички у визначенні розмірів різноманітних елементів залізобетонних конструкцій та перевірки їх міцності, а також сприяння підвищенню загальної інженерної ерудиції майбутніх фахівців – будівельників.

У відповідності із завданням на проєктування кожний студент виконує розрахунок та конструювання монолітного варіанта перекриття.

В рекомендаціях наведені алгоритми розрахунки та конструювання монолітної плити перекриття, другорядної балки перекриття та довідкові таблиці (в додатках).

ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ ТА ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЄКТУ

Курсовий проєкт складається з пояснювальної записки та обов'язкового графічного матеріалу.

Курсовий проєкт оформлюється відповідно до ДСТУ 3008:2015 «Інформація та документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлювання»

Текст складається в друкованому вигляді на аркушах формату А4 шрифтом Times New Roman кеглем 14, міжрядковий інтервал 1,5 Lines. Розмір шрифту для написання заголовків у рядках і колонках таблиць і пояснювальних даних на рисунках і в таблицях встановлює виконавець.

Рекомендовано на сторінках пояснювальної записки використовувати береги такої ширини: верхній і нижній — не менше ніж 20 мм, лівий — не менше ніж 25 мм, правий — не менше ніж 10 мм.

Оформлення креслень та розрахунково-пояснювальної записки здійснюють у відповідності до діючих ДСТУ (Державних стандартів України).

Орієнтовний перелік розділів пояснювальної записки:

1. Проведення техніко-економічного обґрунтування варіантів монолітного перекриття
2. Розрахунок монолітної балочної плити
3. Конструювання монолітної балочної плити
4. Складання специфікацій витрат арматурних виробів плити перекриття
5. Розрахунок другорядної балки монолітного перекриття
6. Конструювання другорядної балки монолітного перекриття
7. Складання специфікацій витрат арматурних виробів другорядної балки монолітного перекриття

1. СКЛАДАННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ СХЕМИ ПЕРЕКРИТТЯ

Балочні плити перекриття працюють на згин у короткому напрямку. Значенням згинального моменту в поздовжньому напрямку нехтують через його незначну величину.

Проектування ребристого монолітного перекриття здійснюють у такій послідовності:

1. Збирають необхідні дані для розробки проекту.
2. Виконують компоновку перекриття в двох або трьох варіантах.
3. Розраховують елементи перекриття: плиту, другорядну та головну балки, колону першого поверху та фундамент обраного варіанта.
4. Розробляють робочі креслення розрахованих конструкцій.

Вихідні дані для проектування

№ пор.	Назва параметра
1	Довжина приміщення в осях , L , м
2	Ширина приміщення в осях , B , м
3	Кількість поверхів n
4	Висота поверху , H , м
5	Товщина стіни, м
6	Постійне навантаження, g_n , кН/м ²
7	Тимчасове (корисне) навантаження , V_n , кН/м ²
8	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f
9	Коефіцієнт надійності за призначенням, γ_n
10	Бетон елементів перекриття, класу
11	Арматура плити, класу
12	Арматура балок, класу

Монолітне перекриття утворено системою, що складається з плит, другорядних і головних балок. Напрямок, прольоти і розміри поперечних перерізів елементів перекриття визначають за технологічними, архітектурними і конструктивними вимогами. Сутність конструкції монолітного ребристого перекриття в тому, що бетон з метою економії частково вилючається з розтягнутої зони перетину елемента, де збережені тільки ребра, у яких сконцентрована розтягнута арматура, полка ребер – плита з прольотом, що дорівнює відстані між другорядними балками, працює на місцевий вигин. Другорядні балки опираються на монолітно зв'язані з ними головні балки, а ті у свою чергу на колони і зовнішні стіни. Головні балки розміщуються в подовжньому і поперечному напрямках з прольотом 6-10 м, відносно кроку колон, або між колонами і зовнішніми стінами. Проліт другорядних балок складає 5 – 8 м, їх розміщують так, щоб вісь однієї з балок збігалася з віссю колон.

Проліт плит приймають рівним 1,5 – 2,5 м.

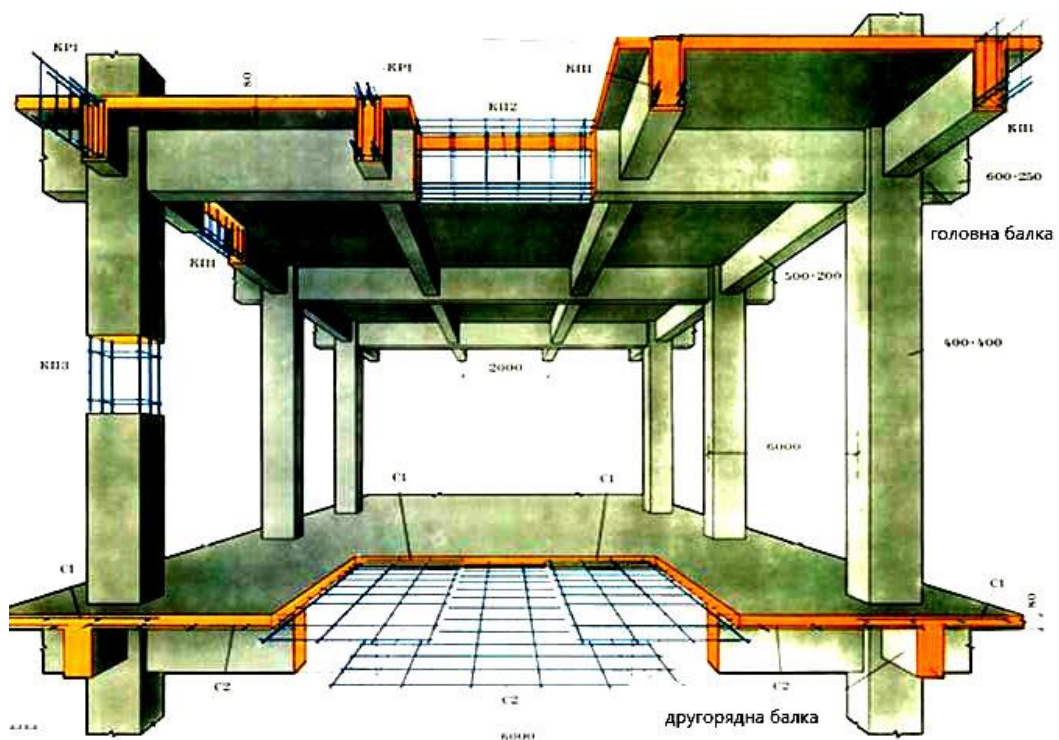


Рисунок 1 – Схема монолітного перекриття

Напрямок головних балок приймається в залежності від призначення спорудження, вентиляції, умов технологічного виробництва. При поперечному розташуванні головних балок у споруді збільшується жорсткість і покращується освітлення.

2. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ

У підземному будівництві, так як і в інших видах будівництва, остаточне розташування головних балок визначається на підставі техніко-економічних порівнянь варіантів, для чого визначають приведену товщину монолітного перекриття за формулою:

$$h_{red} = h_{s.red} + h_{sb.red} + h_{mb.red} + h_{c.red} \quad (1)$$

де $h_{s.red}$, $h_{sb.red}$, $h_{mb.red}$, $h_{c.red}$ - приведена товщина, відповідно, плити, другорядної балки, головної балки і колони.

$$h_{s.red} = 8,2 \cdot l_s \cdot \sqrt{q_s} \quad (2)$$

$$h_{sb.red} = 0,54 \cdot \frac{l_{sb}}{l_s} \cdot \sqrt[3]{q_{sb}^2 \cdot l_{sb}} \cdot \frac{n_s - 1}{n_s} \quad (3)$$

$$h_{mb.red} = \frac{1,25}{l_{sb}} \cdot \sqrt[3]{q_{mb}^2 \cdot l_{mb}^2} \cdot \frac{n_{sb} - 1}{n_{sb}} \quad (4)$$

$$h_{c.red} = \frac{n_{fl} \cdot H_{fl} \cdot q_{mb}}{11,5 \cdot l_s \cdot l_{sb}} \cdot \frac{(n_{mb} - 1)(n_{sb} - 1)}{n_{mb} \cdot n_{sb}} \quad (5)$$

У формулах (2) – (5) q_s , q_{sb} , q_{mb} - повне розрахункове навантаження, відповідно, плити, другорядної балки, головної балки, визначаються за формулами:

$$q_s = \gamma_n [\gamma_f (g_n + l_s) + \gamma_f \cdot V_n] \quad (6)$$

$$q_{sb} = \gamma_n \gamma_f (q_s \cdot l_s) + 0,04 \cdot l_{sb}^2 \quad (7)$$

$$q_{mb} = \gamma_n \gamma_f (q_{sb} \cdot l_{sb}) + 0,07 \cdot l_s \cdot l_{mb}^2 \quad (8)$$

У формулах (6) – (8) l_s, l_{sb}, l_{mb} – прольоти відповідно плити, другорядної і головної балки; n_s, n_{sb}, n_{mb} – кількість прольотів відповідно плити, другорядної і головної балки; g_n – нормативне значення постійного навантаження на перекриття (за завданням); V_n – нормативне значення тимчасового навантаження на перекриття; H_{fl} – висота поверху; n_{fl} – кількість поверхів; γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди ($\gamma_n = 1$ - клас 1, $\gamma_n = 0,95$ - клас 2); γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Крайні прольоти плити, другорядних і головних балок можна приймати на 10-20% менше середніх. У цьому випадку згинальні моменти та поперечні сили в крайніх прольотах наближаються за величиною до розрахункових зусиль в середніх прольотах. Товщина плити приймається по можливості мінімальна, тому, що витрати бетону на плиту складають близько 50% загальних витрат бетону на перекриття.

Попередні розміри поперечних перерізів плити перекриття, другорядної і головної балки визначаються за формулами (9) – (13):

Товщина плити

$$h_s = 0,85 l_s \sqrt{\frac{q_s}{R_b \gamma_{b2}}} \quad (9)$$

Висота другорядної балки

$$h_{sb} = 0,85 \sqrt[3]{\frac{q_{sb} l_{sb}^2}{R_b \gamma_{b2}}} \quad (10)$$

Ширина другорядної балки

$$b_{sb} = (0,4 \dots 0,5) h_{sb} \quad (11)$$

Висота головної балки

$$h_{mb} = 1,35 \sqrt[3]{\frac{q_{mb} l_{mb}}{R_b \gamma_{b2}}} \quad (12)$$

Ширина другорядної балки

$$b_{mb} = (0,4 \dots 0,5) h_{mb} \quad (13)$$

Для покриття підземних споруд товщину монолітних плит приймають кратну 5 мм при їх товщині до 160 мм, і кратну 10 мм – при товщині більше 160 мм. Висоту і ширину балок приймають кратною 50 мм. Ширину ребра балки приймають (0,4...0,5) від її ширини. У кожному прольоті головних балок перекриття підземної споруди можуть розміщуватися не більше 4 другорядних балок.

Приклад плану перекриття зображено на рисунку 2.

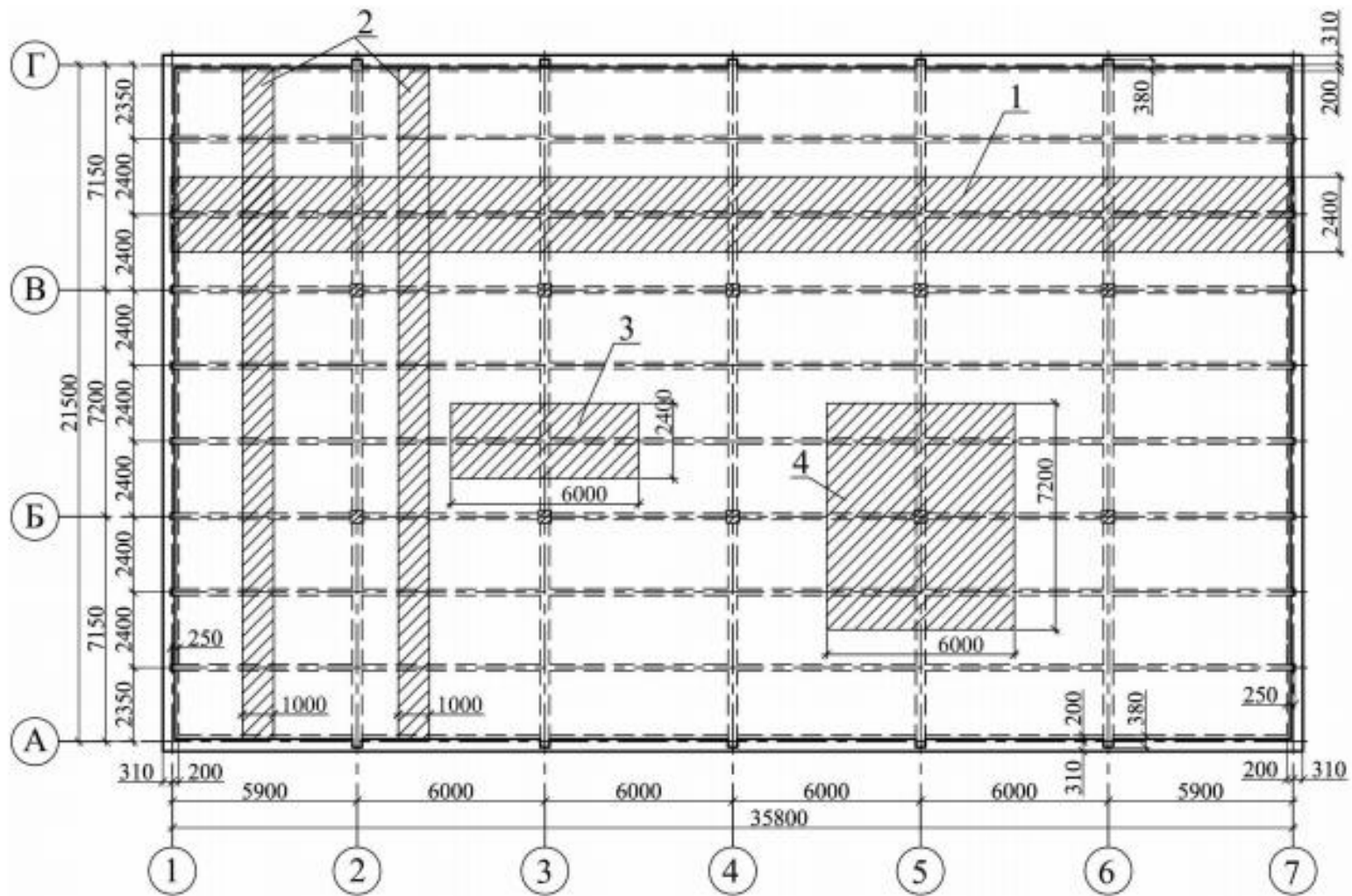


Рисунок 2 – Вантажні площі елементів перекриття: 1 – вантажна площа для розрахунку другорядної балки; 2 – вантажна площа для розрахунку плити; 3 – вантажна площа для розрахунку головної балки; 4 – вантажна площа для розрахунку колони

3. РОЗРАХУНОК МОНОЛІТНОЇ БАЛОЧНОЇ ПЛИТИ

Плита – це елемент, у якого мінімальний розмір сторони не менше ніж у п'ять разів перевищує загальну товщину плити.

Плита, на яку діє переважно рівномірно розподілене навантаження, може розглядатися як така, що працює за балковою схемою, якщо:

- вона має дві вільні (не обперті) та практично паралельні грані;
- вона є центральною частиною практично прямокутної плити, обпертої по чотирьох гранях при співвідношенні довшого прольоту до коротшого, більшого ніж удвічі.

Вихідні дані:

а) бетон класу С (В); розрахункова міцність бетону на стиск f_{cd} (розрахунковий опір бетону на стиск R_b , МПа);

б) плита армується зварними сітками з поперечною робочою арматурою; розрахункова міцність арматури на границі текучості f_{yd} (розрахунковий опір арматури на розтяг R_s , МПа);

в) постійне навантаження g_n , кН/м² ;

г) тимчасове навантаження V_n , кН/м² ;

д) коефіцієнт надійності за призначенням будівлі γ_n ;

е) коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f ;

3.1 Визначення розрахункових прольотів і згинальних моментів плити

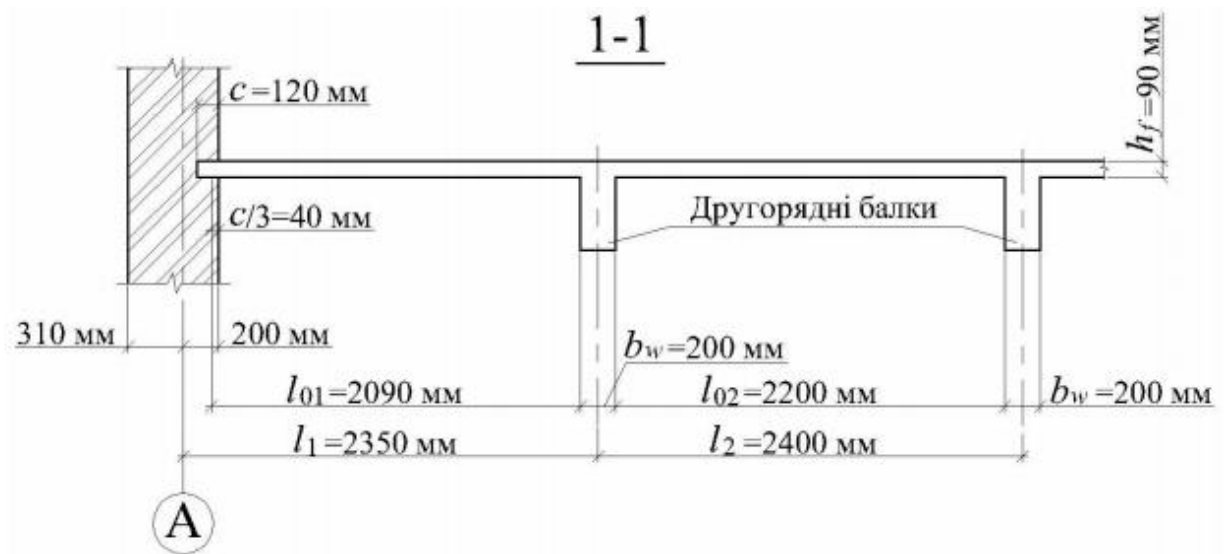


Рисунок 3 – Визначення розрахункових прольотів плити

Для розрахунку плити умовно вирізаємо смугу шириною 1 м. Балочну плиту розраховують по короткій стороні, як багато прогонову нерозрізну балку шириною 1 м, її опорами є другорядні балки.

Розрахунковий проліт плити визначають з урахуванням довжини опирання плити на стіну $a = 120$ мм:

- У короткому напрямку

$$l_{s1} = l_s - \frac{b_{sb}}{2} - b' + \frac{c'}{2}$$

$$l_{s2} = l_s - 2 \cdot \frac{b_{sb}}{2}$$

де l_s - величина ширини плити (рис.3).

Середніми розрахунковими прольотами плити є відстань між ребрами другорядних балок (рис.3):

- у довгому напрямку:

$$l_{s1} = l_s - \frac{b_{sb}}{2} - b' + \frac{c'}{2}$$

$$l_{s2} = l_s - 2 \cdot \frac{b_{sb}}{2}$$

де l_s - величина крайнього прольоту в осях.

Визначаємо співвідношення сторін плити:

$$\frac{l_{s1(D)}}{l_{s1(K)}} \geq 2, \quad \frac{l_{s2(D)}}{l_{s2(K)}} \geq 2$$

Розрахункова схема плити – багатопрогонова нерозрізна балка з рівномірно розподіленим постійним і тимчасовим навантаженням. Але у розрахунках, як правило, розглядається не більше як 3 прольоти, тому на всіх інших середніх прольотах згинальні моменти такі ж, як і в другому прольоті і на другій опорі.

Для розрахунку плити необхідно зібрати дійсне навантаження. Збір навантаження зручно проводити в табличній формі.

Далі необхідно визначити розрахункові згинальні моменти для всіх характерних перерізів з урахуванням перерозподілу зусиль внаслідок утворення пластичних шарнірів.

Таблиця 1 – Навантаження на 1 м^2 монолітної залізобетонної плити перекриття

Навантаження	Нормативне навантаження кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Коефіцієнт надійності за призначенням γ_n	Розрахункове навантаження кН/м ²
Постійне: по завданню з/б плита	g_n $g_{пл}$	1.1...1,3	0.95	
Разом	g_1	-	-	
Тимчасове (корисне):	V_n	1.2	0.95	
Усього:	q_1			

Розрахункова схема та епюри згинальних моментів в плиті приведені на рис.4.

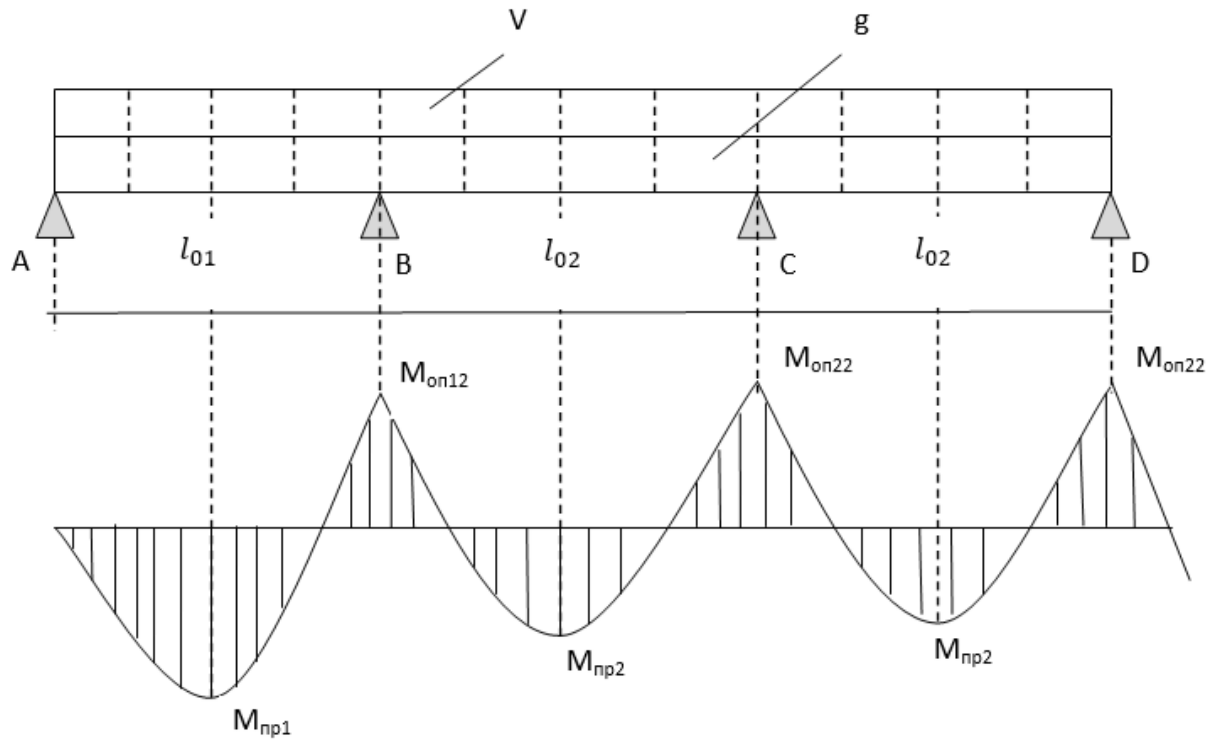


Рисунок 4 – Розрахункова схема та епюри згинальних моментів в плиті

Розрахункові згинальні моменти:

- у першому прольоті і на першій опорі приймаються рівними при безперервному та розподільному армуванні,

$$M_1 = \pm \frac{q_1 \cdot l_{s1}^2}{11}$$

- при розподільному армуванні плити момент на першій опорі приймають

$$M_1 = - \frac{q_1 \cdot l_{s1}^2}{14}$$

- у середніх прольотах та на опорах B, C, D і т.п незалежно від способу армування плити приймають

$$M_1 = \pm \frac{q_1 \cdot l_{s2}^2}{16}$$

3.2 Розрахунок поперечного перерізу арматури

Попередньо приймаємо робочу арматуру (клас арматури за завданням) і з огляду на підвищену деформативність стиснутої зони, приймаємо $\sigma_{scu} = 500$ МПа, $\sigma_{sr} = R_s$.

Визначаємо граничне значення щодо висоти стиснутої зони бетону, при якому граничний стан елемента настає одночасно з досягненням у розтягнутій арматурі напруги, що дорівнює розрахунковому опоріві арматури:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{scu}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$$

де ω - характеристика стиснутої зони бетону або коефіцієнт повноти напруг у бетоні, коли фактична нульова лінія знаходиться в границях перерізу визначається за формулою:

$$\omega = \alpha - 0,008R_b \cdot \gamma_{b2}$$

Для важкого бетону $\alpha = 0,85$, R_b приймається в МПа.

Визначаємо необхідну площу перерізу робочої арматури. Для цього визначаємо коефіцієнт B_0 .

$$B_0 = \frac{M_1}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}$$

Знаходимо значення $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2B_0}$

Якщо $\xi \leq \xi_R$

Тоді знаходимо коефіцієнт θ :

$$\theta = 1 - 0,5\xi$$

Визначаємо необхідний переріз арматури:

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \cdot \theta \cdot h_0}$$

Перевіряємо умову

$$\mu_{max} > \mu = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\% > \mu_{min}$$

Для плит $\mu_{min} = 0,05\%$, $\mu_{max} = \frac{\xi_R \cdot R_b}{R_s} \cdot 100\%$.

Практично встановлено, що оптимальні значення коефіцієнтів армування для плит $\mu=0,3...0,6\%$, для балок $\mu = 1 ... 2 \%$.

Визначаємо кількість робочих стержнів на 1 п.м. плити приймаючи площу одного робочого стержня a_s при прийнятому діаметрі:

- кількість робочих стержнів

$$n = \frac{A_s}{a_s}$$

- крок між стержнями

$$S = \frac{1000}{n}$$

Після проведеного розрахунку всі дані заносимо до таблиці 2.

Таблиця 2 – Розрахункові зусилля та армування плити

Переріз плити що розглядається	Момент (M_1), кНм	Площа робочої арматури, A_s см ²	Прийняте армування		Розподільча арматура
			S, мм	$A_{s(фак.)}$, см ²	
Крайні прольоти					
Перша опора					
Середні прольоти					

3.3 Армування плит монолітних плит

У плитах перекриття ділянок B , які повністю обрамлені по контуру головними та другорядними балками, зменшуємо величину згинальних моментів на 20 %. Пливу ребристого перекриття рекомендується армувати зварними сітками. Якщо діаметр робочої арматури 3, 4, 5 мм, то приймають рулонні сітки з поздовжньою робочою арматурою, які розгортають у напрямі

головних балок. У прольотах сітки укладають по низу плити, а на опорах, над другорядними балками, переводять у верхні зони плити.

Перегинання сіток у верхній зоні здійснюється на відстані $\frac{1}{4}l$ прольоту від осі опори. Основна сітка $C1$ (ділянка A) підбирається за величиною моменту, який діє в середніх прольотах. У крайніх прольотах укладається додаткова сітка $C2$. Основну сітку $C3$ (ділянка B) підбирають за величиною моменту, який зменшений на 20 % і діє у середніх прольотах. У крайніх прольотах укладають додаткову сітку $C4$ (рис. 5).

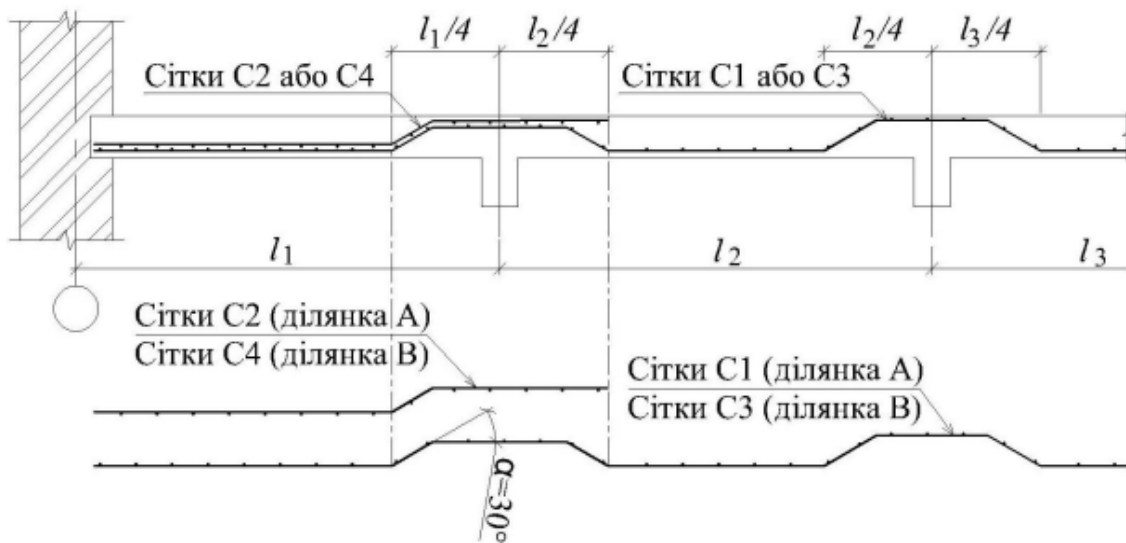


Рисунок 5 – Армування плити рулонними зварними сітками з поздовжньою робочою арматурою

Якщо діаметр робочої арматури 6 мм і більше, то необхідно прийняти сітки з поперечною робочою арматурою. Зварні сітки з поперечною робочою арматурою укладають по нижній грані плити в прольотах і по верхній грані над опорами. Ширина сіток у прольотах дорівнює прольоту плити, а над опорами – сітку заводять на $\frac{1}{4}l$ прольоту з обох боків від осі опори (рис. 6). Сітки підбирають окремо для середніх та крайніх прольотів і опор плити ділянки A . Стикування сіток здійснюється відповідно до діючих норм. Так само у випадку армування плити на ділянці B .

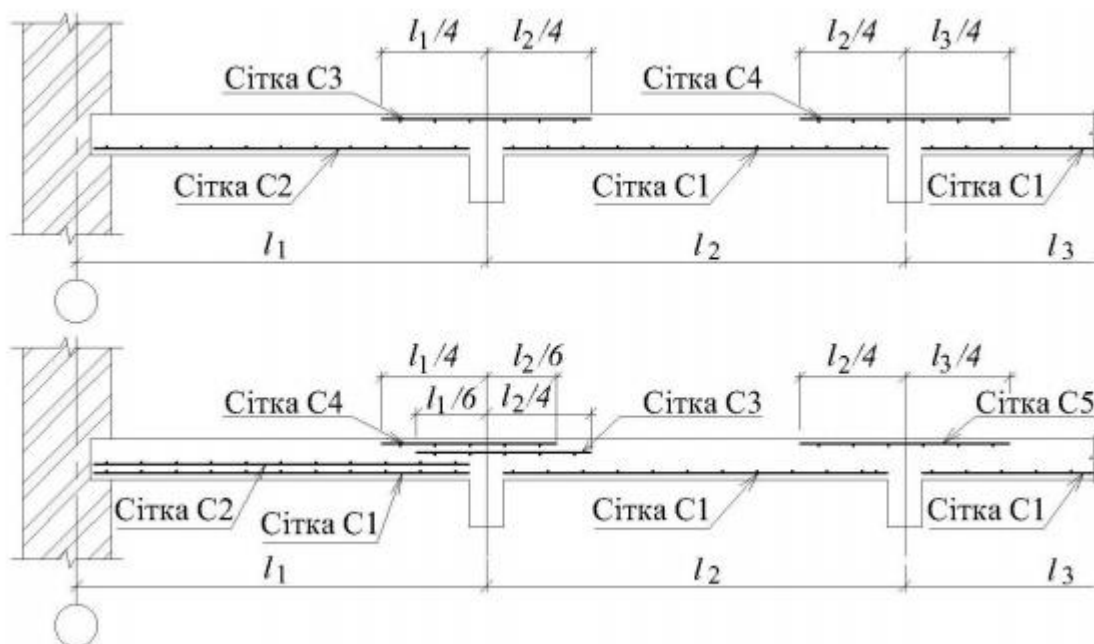


Рисунок 6 – Армування плит зварними сітками з поперечною робочою арматурою (варіанти)

3.4 Перевірка міцності товщини плити на дію максимальних поперечних сил

Розрахункові значення поперечних сил:

- на крайній опорі

$$Q_{1(\text{кр})} = 0,4 \cdot q_1 \cdot l_{s1}$$

- на першій опорі, ліворуч

$$Q_{1(\text{лів})} = 0,6 \cdot q_1 \cdot l_{s1}$$

- на першій опорі, праворуч (і інших опорах)

$$Q_{1(\text{пр})} = 0,5 \cdot q_1 \cdot l_{s2}$$

Перевіряємо переріз плити на дію максимальної поперечної сили.

Коли рівномірно розподілене навантаження містить у собі тимчасове навантаження, то його приводять до еквівалента рівномірно розподіленого навантаження, що знаходять за формулою

$$q'_1 = g_1 + \frac{V_1}{2}$$

$$q_u = 0,16 \cdot \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b$$

Якщо виконується умова $q'_1 \leq q_u$, то довжина проекції небезпечного похилого перерізу на поздовжню вісь елемента дорівнює:

$$c = 2,5h_0$$

Якщо $q'_1 \geq q_u$, то

$$c = \frac{h_0}{\sqrt{\frac{q'_1}{\varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b}}}$$

Звичайно в монолітних плитах і ребристих конструкціях висотою до 300 мм поперечну арматуру дозволяється не ставити. Але при невеликих навантаженнях, що діють на покриття підземних споруд, потрібно перевіряти міцність похилих перерізів. Експериментально встановлено, що міцність по неармованих похилих перерізах по довжині елемента забезпечена, якщо задовольняється умова:

$$Q \leq Q_{bu} = \frac{[\varphi_{b4}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^2]}{c}$$

де Q - це максимальне розрахункове значення поперечних сил.

При цьому

$$Q_{b.max} \leq Q_{bu} \leq Q_{b.min}$$

$$Q_{b.max} = 2,5R_{bt}\gamma_{b2}bh_0$$

$$Q_{b.min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0$$

де $\varphi_{b4} = 1,5$; $\varphi_{b3} = 0,6$; φ_n ; φ_f - для монолітних перекриттів не враховуються.

4. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОЇ ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ

Залізобетонні балки – це лінійні конструкції, розміри поперечного перерізу яких, b та h , значно менші від довжини l .

Вихідні дані:

а) бетон класу С (В); розрахункова міцність бетону на стиск f_{cd} (розрахунковий опір бетону на стиск R_b , МПа);

б) плита армується зварними сітками з поперечною робочою арматурою; розрахункова міцність арматури на границі текучості f_{yd} (розрахунковий опір арматури на розтяг R_s , МПа);

в) постійне навантаження g_n , кН/м²;

г) тимчасове навантаження V_n , кН/м²;

д) коефіцієнт надійності за призначенням будівлі γ_n ;

е) коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f ;

Характеристики матеріалів приведені в додатку 2, 3, 4.

4.1 Визначення розрахункових прольотів і навантажень на другорядні балки

Монолітні другорядні балки розраховуються як багатопрогонові нерозрізні балки, опорами яких є головні балки і зовнішні стіни. Навантаження рівномірно розподілене, яке збирається зі смуги шириною, що дорівнює прольотові плити l_{s2} (відстань між гранями другорядних балок).

Визначимо розрахункові прольоти і навантаження (рис.7). для середніх прольотів балки за розрахунковий проліт приймають відстань між гранями головних балок:

$$l_{sb1} = l_{sb} - \frac{b_{mb}}{2} + \frac{c''}{2}$$

$$l_{sb2} = l_{sb} - 2 \cdot \frac{b_{mb}}{2}$$

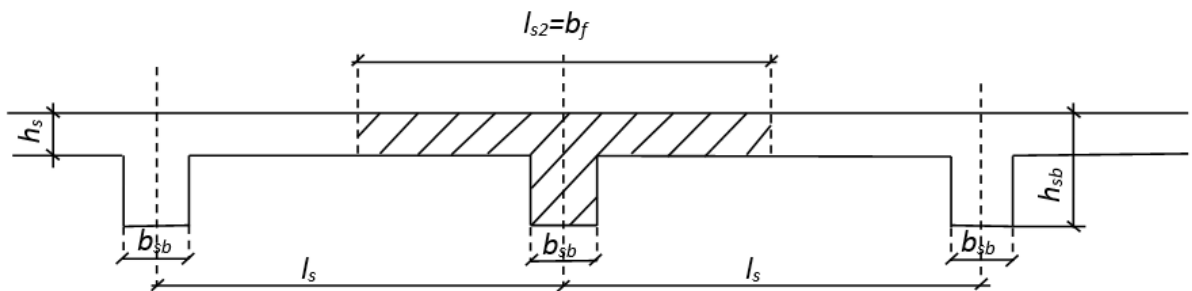


Рисунок 7 – Визначення розрахункових прольотів другорядної балки

Для крайніх прольотів розрахунковою є відстань від центра опирання на стіну до грані крайньої головної балки. При довжині опирання другорядної балки на стіну $a = 250$ мм.

Визначаємо навантаження на 1 м другорядної балки. Постійні навантаження:

- від ваги плити перекриття

$$g_{пл(sb)} = g_{пл} \cdot l_{s2}$$

- від ваги ребра другорядної балки

$$g_p = (h_{sb} - h_s) \cdot b_{sb} \cdot \gamma_{зб}$$

Сумарне постійне навантаження

$$g = g_{пл(sb)} + g_p$$

Корисне (тимчасове) навантаження

$$V = V_n \cdot l_{s2}$$

Повне навантаження

$$q_{1(sb)} = g + V$$

Результати розрахунку навантаження записуємо до таблиці 3.

Таблиця 3 – Навантаження на 1 п.м. монолітної залізобетонної другорядної балки

Навантаження	Нормативне навантаження кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Коефіцієнт надійності за призначенням γ_n	Розрахункове навантаження кН/м ²
Постійне навантаження за завданням				
Вага плити				
Вага ребра балки				
Сума постійних навантажень				
Тимчасове за завданням				
Умовно-тимчасове навантаження				
Повне навантаження				

Розрахункові зусилля в другорядній балці визначають з урахуванням їх перерозподілу внаслідок пластичних деформацій бетону.

4.2 Визначення розрахункових зусиль (моментів) другорядних балок

Розрахункові зусилля визначають за формулою:

$$M_n = \beta_n (g + V) \cdot l_{sb.n}^2$$

Коефіцієнт β знаходять за додатком 6 методом інтерполяції.

Ординати епюр згинальних моментів при співвідношенні тимчасового навантаження до постійного

Таблиця 4 – Зусилля (моменти) в другорядній балці

№ прольоту і розрахункового перерізу		Відстань від лівої опори	Значення коефіцієнтів		$(g_1 + V_1) \times l_{sb.n}^2$	Вигинаючий момент, кН/м	
Проліт	Розрахунковий переріз		β_{max}	β_{min}		$M_{1(max)}$	$M_{1(min)}$
I	1						
	2						
	2'						
	3						
	4						
	5						
II	6						
	7						
	7'						
	8						
	9						
	10						
III	11						
	12						
	12'						
	13						
	14						
	15						

$$\frac{V_1}{g_1} = 0,5 \dots 5$$

Знайдені зусилля заносять до таблиці 4.

Розрахункові значення поперечних сил визначають за формулою:

- на крайній опорі

$$Q_{1(кр)} = 0,4 \cdot q_1 \cdot l_{sb1}$$

- на першій опорі, ліворуч

$$Q_{1(\text{лів})} = 0,6 \cdot q_1 \cdot l_{sb1}$$

- на першій опорі, праворуч (і інших опорах)

$$Q_{1(\text{пр})} = \pm 0,5 \cdot q_1 \cdot l_{sb2}$$

4.3 Визначення міцності перерізів другорядних балок

Другорядні балки в прольотах як тавровий переріз (рис.7). В порівнянні з прямокутними перерізами таврові значно економніше, так як при одній і тій самій несучій здатності витрати бетону значно менше внаслідок скорочення розмірів розтягнутої зони, так як несуча здатність залізобетонного елемента не залежать від площі перерізу бетону розтягнутої зони.

При великій ширині полицки b'_f стискувальні напруження в ній розподіляється нерівномірно, а тому ширина полицки обмежується.

Ширина полицки приймається меншою з наступних значень:

$$b'_f \leq \frac{1}{6} l_{sb1} \quad b'_f \leq \frac{1}{6} l_{sb2}$$

При розрахунку таврових перерізів зустрічається два випадки розташування положення нижньої границі стиснутої зони в межах стиснутої зони: в межах полицки ($x \leq h'_f$) і нижче полицки ($x > h'_f$).

Для визначення розташування положення нижньої границі стиснутої зони перевіряємо умову:

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)$$

Якщо умова виконується, то межа стиснутої зони знаходить в полицці. В цьому випадку тавровий переріз другорядної балки розраховується як прямокутний з шириною $b = b'_f$.

Захисний шар бетону приймається, як правило, не менше діаметра робочих стержнів і не менше 25 мм. Армування приймається дворядне.

Попередньо прийнявши діаметр робочих стержнів, визначаємо робочу висоту перерізу другорядної балки

$$h_0 = h_{sb} - \left(\frac{d}{2} + c \right)$$

де c – захисний шар бетону.

Визначаємо необхідну площу перерізу робочої арматури у розрахункову перерізі 1-1 та 2-2 (точка 2', точка 7'). Для цього визначаємо коефіцієнт B_0 .

$$B_0 = \frac{M_{2'}}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2}$$

Знаходимо значення $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2B_0}$

Якщо $\xi \leq \xi_R$

Тоді знаходимо коефіцієнт θ :

$$\theta = 1 - 0,5\xi$$

Визначаємо необхідний переріз арматури:

$$A_{s(2')} = \frac{M_{2'}}{R_s \cdot \theta \cdot h_0}$$

В опорних перерізах діють негативні вигинаючі моменти M_{min} . У цьому випадку полочка таврового перерізу знаходиться в розтягнутій зоні тому переріз розраховується як прямокутний з шириною $b = b_{sb}$.

Робоча висота перерізу на опорі визначається за формулою:

$$h_{0(оп)} = h_{sb} - c_{пл} - d_{пл} - d_{розп.пл} - (d_{sb} + d_{sb.розп})$$

На опорі у точці 5 та 10 визначаємо коефіцієнт B_0 .

$$B_0 = \frac{M_{5(10)}}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}$$

Знаходимо значення $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2B_0}$

Якщо $\xi \leq \xi_R$

Тоді знаходимо коефіцієнт θ :

$$\theta = 1 - 0,5\xi$$

Визначаємо необхідний переріз арматури:

$$A_{s(5(10))} = \frac{M_{5(10)}}{R_s \cdot \theta \cdot h_0}$$

Приймаємо 2 сітки шириною 1 м, тоді на 1п.м. $A_{s-1} = \frac{A_s}{2 \cdot l_{s2}}$

4.4 Розрахунок похилих перерізів другорядних балок

Визначаємо необхідність встановлення поперечної арматури за розрахунком.

Поперечна сила, яка сприймається бетоном стиснутої зони,

$$Q_{u1} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0$$

де основні розрахункові коефіцієнти: $\varphi_{b4} = 1,5$; $\varphi_{b3} = 0,6$; $\varphi_{b2} = 2$; φ_f та φ_n не враховуються.

Перевіряємо умову $Q \leq Q_{u1}$, якщо умова не задовольняється, поперечна арматура необхідна за розрахунком і зусилля, яке передається на неї,

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}$$

Проекція розрахункового навкісного перерізу

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}}$$

Перевіряємо умову, що $c_0 \leq 2h_0$. Якщо умова не задовольняється уточнюємо значення розрахункового зусилля

$$q_{sw1} = \frac{Q}{2h_0} - \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{2h_0c_0}$$

Наприклад, у поперечному перерізі балки для чотирьох стержнів робочої арматури буде два каркаси ($n = 2$).

Діаметр поперечної арматури зварних каркасів приймаємо з Додатку 5.

Площу поперечного перерізу одного стержня поперечної арматури приймаємо з Додатку 5.

Необхідний крок поперечного армування

$$s = \frac{R_{sw}nA_{sw1}}{q_{sw1}}$$

Максимально допустимий крок поперечної арматури

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{Q}$$

Якщо $h_{sb} > 60$ см то крок поперечних стержнів вибирають за конструктивними вимогами.

Крок поперечної арматури:

у крайніх чвертинах прольоту

$$s \leq \frac{h}{3}$$

у середній частині прольоту

$$s \leq \frac{3h}{4}$$

Із трьох значень приймаємо найменше (кратне 5 см).

Площа поперечного перерізу поперечних стержнів $A_{sw} = n \cdot A_{sw1}$.

Знаходимо додатковий коефіцієнт

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$$

Відношення модулів пружності

$$\alpha = E_s/E_b$$

Коефіцієнт поперечного армування

$$\mu_w = A_{sw}/bs$$

Коефіцієнт, який враховує вплив поперечної арматури на міцність елемента,

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w$$

Поперечна сила, яка сприймається бетоном в навісній смузі між тріщинами,

$$Q_{u2} = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0$$

Перевіряємо умову $Q \leq Q_{u2}$, якщо умова задовольняється то міцність бетону в навісній смузі між тріщинами достатня.

Зусилля, яке передається на поперечну арматуру для прийнятого кроку

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}$$

Проекція розрахункового навісного перерізу

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}}$$

Перевіряємо умову, що $c_0 \leq 2h_0$.

Поперечна сила, яка сприймається поперечною арматурою і бетоном стиснутої зони,

$$Q_{sw} + Q_b = 2q_{sw}h_0 + \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{2h_0}$$

Перевіряємо умову $Q \leq Q_{sw} + Q_b$,

Коли умова задовольняється, то міцність навкісних перерізів на дію поперечної сили забезпечена.

4.5 Побудова епюри арматури і конструювання балки

На основі розрахунків проведених у п. 4.3 та п. 4.4. складено схему армування балки (рис.9) і її розрахункову схему (рис.8).

Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = x/h_0$$

Тоді знаходимо коефіцієнт θ :

$$\theta = 1 - 0,5\xi$$

Визначаємо згинальний момент, що сприймається нижніми стержнями (більшого діаметра),

$$M_n = R_s A_s h_0 \theta$$

Аналогічно, визначаємо згинальний момент, що сприймається стержнями, які обриваються у прольоті.

На рис. 8, показана епюра, одержана після відкладання обчислених значень на епюрі моментів. Точки теоретичного обриву стержнів 1 та 2 належить прямій M_n і криволінійній епюрі згинальних моментів, для якої значення моменту в перерізі на відстані x від лівої опори буде

$$M = \frac{ql_0}{2}x - qx\frac{x}{2} = \frac{q}{2}(l_0x - x^2)$$

Відстань x_1 і x_2 від лівої опори до точок теоретичного обриву стержнів встановлені після прирівнювання значень моментів

$$M = M_n$$

Поперечна сила в точках теоретичного обриву стержнів

$$Q_1 = Q - qx_1$$

Зусилля, яке передається на поперечні стержні в площині теоретичного обриву стержнів,

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}$$

Довжина, на яку повинні бути заведені стержні за точки теоретичного обриву

$$l_{pr} = \frac{Q_1}{2q_{sw}} + 5d$$

$$l_{pr} = 20d$$

Із двох значень приймається більше.

Довжина стержнів, що обриваються в прольоті,

$$l' = l_0 - 2x_1 + 2l_{pr}$$

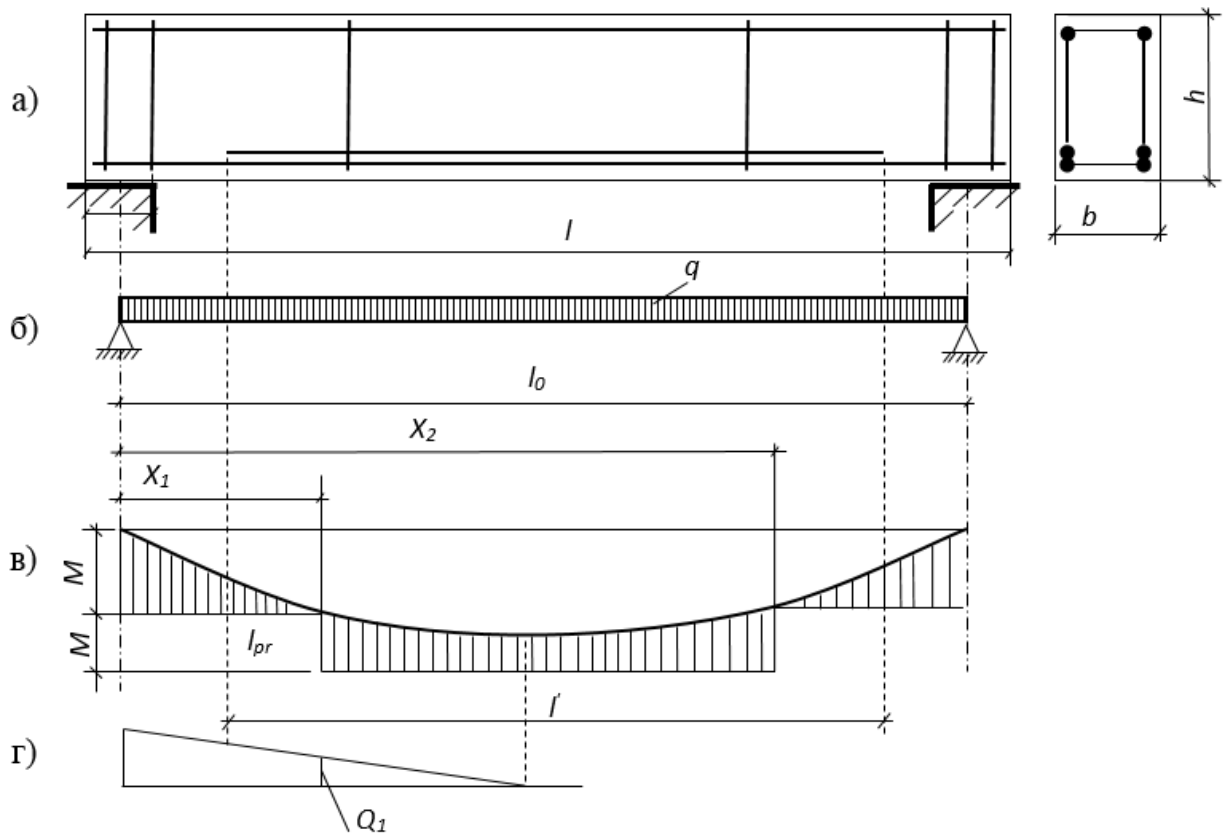


Рисунок 8 – Побудова епюри балки: а – схема армування, б – розрахункова схема, в – епюра арматури, г – епюра поперечних сил

Конструювання балки зводиться до складання креслень зварного каркаса (рис.10), на яких указуються позиція і розміри, а також відомість стержнів (ДОДАТОК 7).

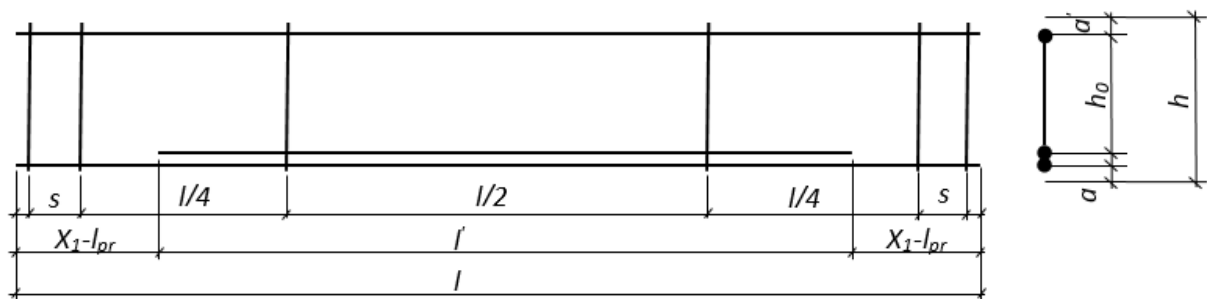


Рисунок 9 – Каркас КР1

Розглядається варіант армування другорядної балки зварними каркасами в прольотах і на опорах. Діаметр робочих поздовжніх стержнів каркасів приймають 12...20 мм, а поздовжніх монтажних стержнів – 10 мм. У прольотах другорядної балки при її ширині понад 150 мм у поперечному перерізі встановлюють не менше двох каркасів. Стержні каркасів доводять до грані опор і з'єднують з каркасами наступного прольоту стиковими стержнями діаметром 10 мм з арматури класу А240С. Стикові стержні пропускають над арматурою головної балки і заводять за грані на 15 діаметрів робочої арматури і не менше одного кроку хомутів плюс 50 мм. Плоскі каркаси з'єднують у просторіві за допомогою горизонтальних стержнів, які встановлюють через 500...800 мм. Для забезпечення захисного шару бетону до поперечних стержнів каркасів улаштовують фіксатори, які упираються в стінки та днище опалубки.

На опорах другорядні балки армують зварними каркасами, які зміщені один відносно одного у відповідності до епюри розрахункових моментів, M_n . Ординати епюр розрахункових згинальних моментів зменшуються від середини прольотів до граней опор, через це поздовжню арматуру з економічних міркувань доцільно обірвати. У прольотах обривають не більше половини робочих стержнів. Для визначення місць обриву будують епюру матеріалів (арматури). Епюра арматури – це епюра згинальних моментів, які можуть бути сприйняті нормальними перерізами балки з урахуванням фактичної площі робочої арматури A_s . Компоновка перерізів другорядної балки показана на рис. 10.

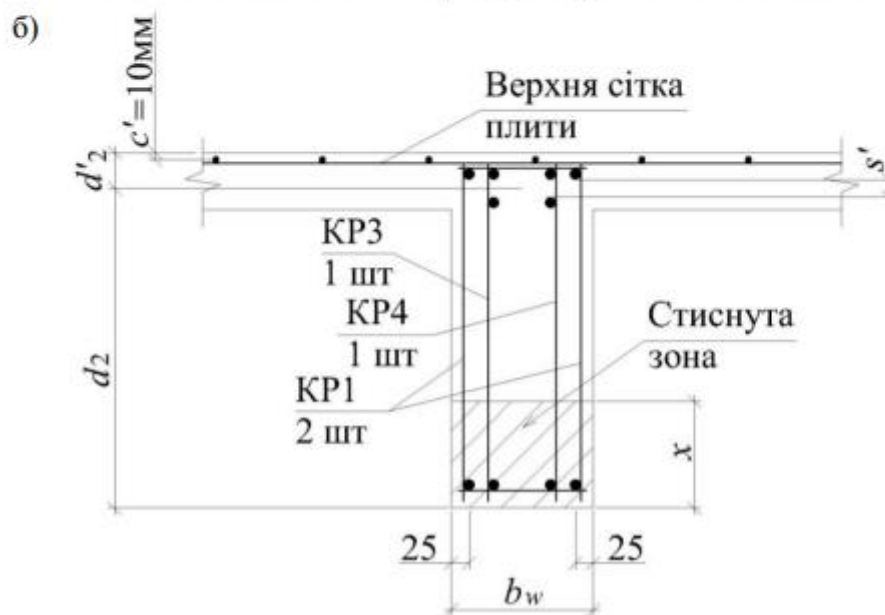
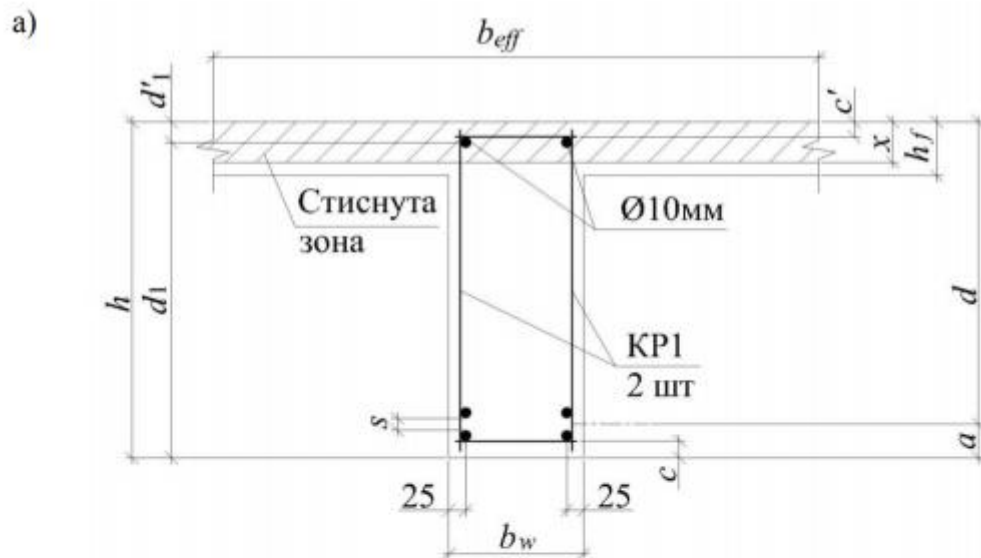


Рисунок 10 – Компоновка перерізів другорядної балки: а) у прольоті;
б) на опорі

ПИТАННЯ ДЛЯ САМОКОНТРОЛЮ

1. Які плити ребристого перекриття називаються балочними?
2. Які величини прольотів рекомендуються призначати для плити і балок?
3. Які класи бетонів використовуються для монолітного перекриття?
4. З якої арматурної сталі виготовляють стандартні зварні сітки?
5. Які діаметри арматурних стержнів приймають для армування балок, колон, фундаментів?
6. Призначення та величини захисного шару бетону плити, балок, колон, фундаменту.
7. Як визначається робоча висота перерізів згинальних залізобетонних елементів?
8. Яка ширина зварних сіток приймається в прольотах і на опорах плити при армуванні сітками з поперечною робочою арматурою?
9. В яких зонах по довжині балки виникають похилі тріщини?
10. Чим забезпечується міцність похилих перерізів балок у разі дії поперечної сили?
11. Який крок поперечної арматури в балках висотою до 45 см та більше?
12. На якій ділянці другорядної балки хомути встановлюють за розрахунками?
13. Вкажіть величину поперечної сили, на яку здійснюється розрахунок похилих стержнів.

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. УКНД 91.080.40 [Текст] : затв. : Наказ Мінрегіонбуду України 24.12.09. № 680 / Мінрегіонбуд України. – К., 2011. – 71 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. УКНД 91.080.40 [Текст] : затв. : Наказ Мінрегіонбуду України 28.12.10. № 566 / Мінрегіонбуд України. – К., 2011. – 118 с.
3. ДСТУ 3760: 2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. УКНД 77.140.15 [Текст] : затв. : Наказ Держспоживстандарту України 11.12.06. № 343 / Держспоживстандарт України. – К., 2007. – 28 с.
4. ДСТУ Б А.2.4-4:2009 СПДБ. Основні вимоги до проектної та робочої документації
5. ДСТУ Б А.2.4-10-2009 СПДБ. Правила виконання специфікації обладнання, виробів і матеріалів
6. ДСТУ Б А.2.4-37:2009 СПДБ. Позначення характеристик точності
7. ДСТУ Б В.2.6-2-95 Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови

ДОДАТОК 1

Основні позначення, прийняті в ДБН, і їх аналог у СНІП 2.03.01-84*

Латинські великі букви

ДБН	СНІП	
A	A	Площа поперечного перерізу
A_c	A_b	Площа поперечного перерізу бетону
A_s	A_s	Площа поперечного перерізу арматури
E_{cm}	E_b	Фактичний модуль пружності бетону
E_s	E_s	Розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої арматурної сталі
EI	B	Згинальна жорсткість
I	I_b	Момент інерції площі бетонного перерізу
L	l	Довжина
M_d	M	Згинальний момент
N	N	Осьова сила
P	P	Зусилля попереднього напруження
P_0	P_0	Початкова сила на кінці пучка у момент прикладення попереднього напруження
V_{ed}	Q	Розрахункове значення прикладеної поперечної сили

Латинські малі букви

b_f	b_f	Загальна ширина поперечного перерізу або фактична ширина полицки в Т або Г- подібних балках
d	h_0	Робоча висота поперечного перерізу
e	e	Ексцентриситет прикладення сили
f_c	R	Міцність бетону на стиск
f_{cd}	R_b	Розрахункове значення міцності бетону на стиск
f_{ck}	$R_{b.ser}$	Характеристична (нормативна) міцність бетону на стиск
f_{ckt}	$R_{bt.ser}$	Характеристична (нормативна) міцність бетону на розтяг
f_{ctd}	$R_{bt.ser}$	Розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг
f_{yd}	R_s	Розрахункова міцність арматури на границі текучості
f_{yk}	$R_{s.ser}$	Характеристична (нормативна) міцність арматури на границі текучості

f_{ywd}	R_{sw}	Розрахункова міцність поперечної арматури на границі текучості
h	h	Висота
h	h	Загальна висота перерізу
i	i	Радіус інерції (I або L)
l	l	Довжина; прольот
r	r	Радіус
$1/\rho$	$1/\rho$	Кривизна при певному перерізі
t	t	Товщина
t_0	t_0	Вік бетону в момент прикладення навантаження
u, v, w	x, y, z	Компоненти переміщень точки
x	x	Висота стиснутої зони
z	z	Плече пари внутрішніх сил
Грецькі малі букви		
γ	γ	Коефіцієнт надійності
γ_c	γ_b	Коефіцієнт надійності для бетону
γ_s	γ_s	Коефіцієнт надійності для арматури
ε_c	ε_b	Деформації стиску бетону
ε_{cl}	ε_{bR}	Деформації стиску бетону при максимальних напруженнях ДБН В.2.6-98:2009 65
ε_{cu}	ε_{bu}	Граничні деформації стиску бетону
ε_u	ε_{su}	Деформації арматури або попередньо напруженої арматури при максимальному навантаженні
ρ_{1000}	ΔP_{ir}	Величина втрат від релаксації (%) через 1000 год після попереднього напруження і при середній температурі 20 °С
ρ_f	μ	Коефіцієнт армування для поздовжньої арматури
σ_c	σ_b	Напруження стиску у бетоні
σ_{cp}	σ_{bp}	Напруження стиску у бетоні від осьового навантаження або попереднього напруження
σ_{cu}	σ_{bu}	Напруження стиску у бетоні при граничній деформації стиску ε_{si}

ДОДАТОК 2

Розрахункові опори та початковий модуль пружності важкого бетону

Клас бетону	Розрахункові опори бетону при розрахунку за другою групою граничних станів, МПа		Розрахункові опори бетону при розрахунку за першою групою граничних станів, МПа		Початковий модуль пружності бетону при стисненні, МПа $E_b \cdot 10^3$	
	На стиск R_{bn} $R_{b.ser}$	На розтяг $R_{br.n}$ $R_{br.ser}$	На стиск R_b	На розтяг R_{br}	При твердінні в звичайних умовах	При тепловій обробці при атмосферному тиску
B7.5	5.5	0.70	4.5	0.48	16.0	14.5
B10	7.5	0.85	6.0	0.57	18.0	16.0
B12.5	9.5	1.00	7.5	0.66	21.0	19.0
B15	11.0	1.15	8.5	0.75	23.0	20.5
B20	15.0	1.40	11.5	0.90	27.0	24.5
B25	18.5	1.60	14.5	1.05	30.0	27.0
B30	22.0	1.80	17.0	1.20	32.5	29.0
B35	25.5	1.95	19.5	1.30	34.5	31.0
B40	29.0	2.10	22.0	1.40	36.0	32.5
B45	32.0	2.20	25.0	1.45	37.5	34.0
B50	36.0	2.30	27.5	1.55	39.0	35.0
B55	39.5	2.40	30.0	1.60	39.5	35.5
B60	43.0	2.50	33.0	1.65	40.0	36.0

ДОДАТОК 3

Розрахункове значення опору арматури на розтягнення, та на стиснення при розрахунку за граничним станом I групи

Клас арматури	Розрахункові опори арматури за граничним станом I гр., МПа		
	розтягнення		Стиснення R_{sc}
	Подовжня R_s	Поперечна, хомути і відігнуті частини, R_{sw}	
A240C (AI)	225	175	225
A300C (AII)	280	225	280
A400C (AIII)	365	290	365
\varnothing 6-8			
\varnothing 10-40	375	290	375
AtIIIc A400C ²	365	290	365
AtIVc A500C			
\varnothing 8-22	450	290	450
\varnothing 25-32	435	290	435
Bp-1			
\varnothing 3	375	270	375
4	365	265	365
5	360	260	360

Значення модуля пружності арматури E_s приймаються рівними для арматури класів і наведені у таблиці:

Класи арматури	Модуль пружності арматури E_s
A240C та A300C	- 210 000 МПа
A400C	- 200 000 МПа
A500C	- 190 000 МПа
Bp-1	-170 000 МПа

ДОДАТОК 4

Характеристики дрютяної арматури

Дрютяна арматура класів ГОСТ	Діаметр арматури, мм	Розрахункові опори для розрахунку за першою групою граничних станів, МПа		Для розрахунку за другою групою граничних станів, МПа, f_{yk}	Модуль пружності, МПа, E_s
		На розтяг			
		поздовжньої f_{yd}	Поперечної (хомутів і відігнутих стержнів) f_{ywd}		
Вр-I 6727-80	3-5	410	290(3000) у в'язаних кар. 3250	490(5000)	170000
В-II 7348-81	3	1250	1000	1500	200000
	4-5	1170	940	1400	
	6	1050	835	1300	
	7	1000	785	1200	
	8	915	730	1100	
В-II 7348-81	3	1250	1000	1500	200000
	4-5	1170	940	1400	
	6	1000	785	1200	
	7	915	730	1100	
	8	850	680	1000	
К-7 13840-68	6,9,12	1250	1000	1500	180000
	15	1180	945	1400	

ДОДАТОК 5

Сортамент арматури

Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² , при кількості стержнів									Теоретична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A300C	A400C	Bp-1
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055				+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099				+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154				+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+		+	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+		+	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+	+	
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+	+	
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+	+	
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+	+	
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+	+	
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+	+	
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	+	
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+	+	
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+	+	
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+	+	
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+	+	
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+	+	

Примітка: Знак “+” визначає наявність діаметра в сортаменті для арматури даного класу

ДОДАТОК 6

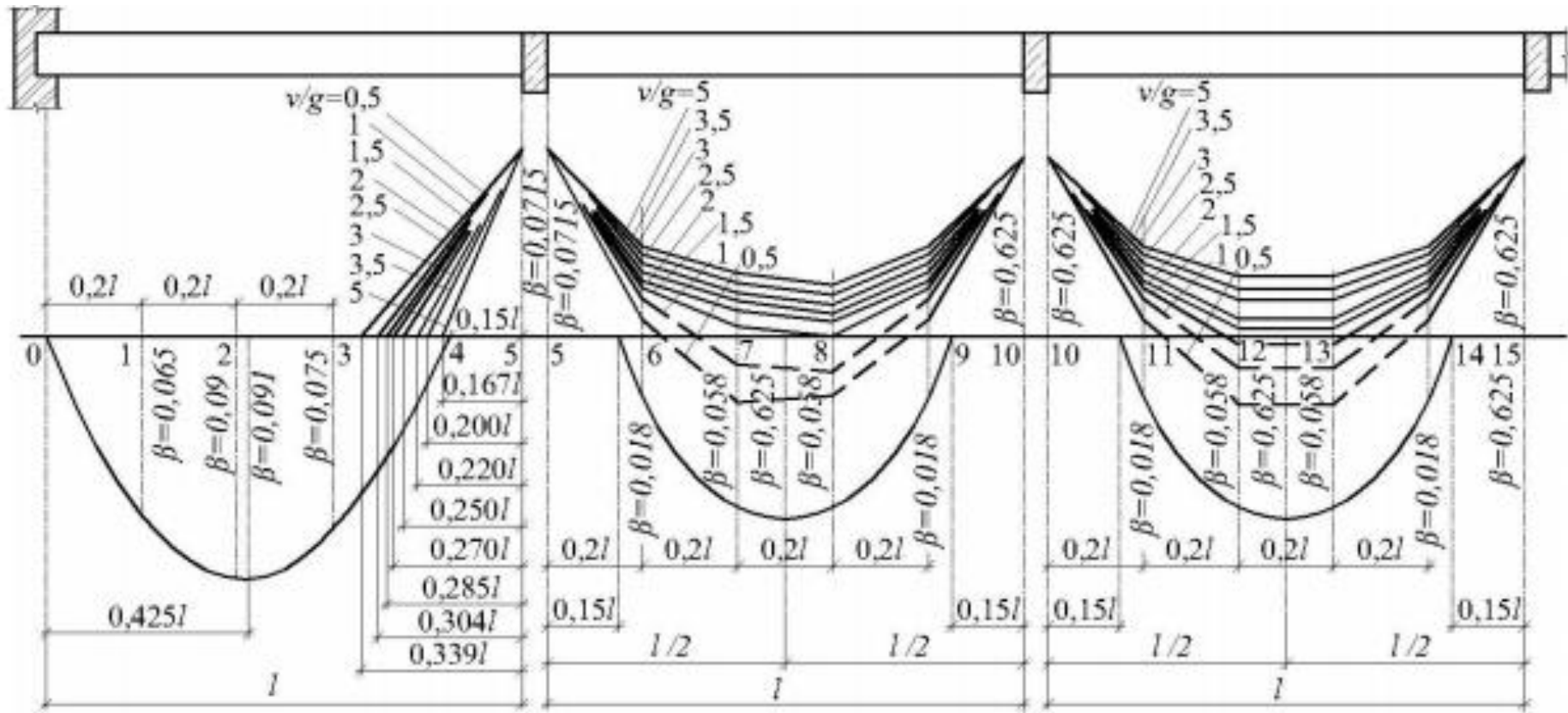


Рисунок 11 - Епюри розрахункових моментів для другорядних балок

ДОДАТОК 7

Відомість витрати сталі

40 8 8 8 8 8 8	Марка елемента	Напружена арматура класу						Вироби арматури						Всього	
								
		ДСТУ...(ГОСТ)			ДСТУ...(ГОСТ)			ДСТУ...(ГОСТ)			ДСТУ...(ГОСТ)				
		φ			Всього	φ			Всього	φ			Всього		φ
40		15 min													

Продовження відомості

Вироби						закладні						Всього (загальні витрати)			
Арматура класу						Прокат марки									
...						...									
ДСТУ...(ГОСТ)			ДСТУ...(ГОСТ)			ДСТУ...(ГОСТ)			ДСТУ...(ГОСТ)						
φ			Всього	φ			Всього	φ			Всього	φ			Всього

Групова специфікація

15 8	Марка виробу*	Поз. дет.	Найменування	Кільк.	Маса 1 дет., кг	Маса виробу, кг
	20	20	60	25	30	30
185						