

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

**Методичні вказівки**

до виконання курсового проекту № 2,  
практичних занять та самостійної роботи  
з дисципліни

**«ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ  
КОНСТРУКЦІЙ»**

**Розділ 3**

**Розрахунок та проектування попередньо напруженої залізобетонної  
підкранової балки**

*(для студентів 4–5 курсів денної і заочної форм навчання напряму  
підготовки 6.060101 «Будівництво»,  
а також слухачів другої вищої освіти  
спеціальності «Промислове і цивільне будівництво»)*

**Харків – ХНУМГ – 2015**

Методичні вказівки до виконання курсового проекту № 2, практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Проектування залізобетонних конструкцій». Розділ 3 Розрахунок та проектування попередньо напруженої залізобетонної підкранової балки» (для студентів 4–5 курсів денної і заочної форм навчання напряму підготовки 6.060101 «Будівництво», а також слухачів другої вищої освіти спеціальності «Промислове і цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад.: О. М. Шаповалов, Н. О. Псурцева. – Харків : ХНУМГ, 2015. – 40 с.

Укладачі: доцент О. М. Шаповалов, доцент Н. О. Псурцева

Рецензент: доцент кафедри будівельних конструкцій  
к.т.н. Є. Г. Стоянов.

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,  
протокол № 6 від 26 грудня 2014 р.

## ЗМІСТ

	Стор.
Вступ	4
1. Основні типи залізобетонних підкранових балок, що використовуються для одноповерхових промислових будівель	5
2. Приклад розрахунку підкранової балки прольотом 12 м за I групою граничних станів	6
2.1. Визначення навантаження на підкранову балку і її статичний розрахунок	7
2.2. Попереднє визначення площі робочої арматури та призначення конструктивної арматури і основних розмірів підкранової балки	9
2.3. Геометричні характеристики перерізу підкранової балки	11
2.4. Визначення втрат попереднього напруження	12
2.4.1. Миттєві втрати	13
2.4.2. Втрати, залежні від часу (з урахуванням усадки та повзучості)	15
2.5. Перевірка несучої здатності підкранової балки по нормальному перерізу	17
2.6. Розрахунок міцності балки по похилим перерізам	18
3. Розрахунок підкранової балки за другою групою граничних станів	21
3.1. Розрахунок балки на тріщиностійкість	21
3.2. Розрахунок балки за деформаціями	22
3.3. Розрахунок підкранової балки на витривалість	23
Список джерел	25
Додатки	26

## ВСТУП

До складу другого курсового проекту з предмету «Проектування залізобетонних конструкцій» для спеціальності «Промислове і цивільне будівництво» входить розрахунок та проектування двох попередньо напружених елементів. Один з цих елементів включає ригель одноповерхової промислової будівлі (двоскатна балка, ферма, арка, плита покриття або інші елементи), другий – це підкранова попередньо напружена залізобетонна балка.

Підкранові балки в залізобетонних конструкціях відносяться до найбільш складних елементів як в розрахунковому плані, так і в конструктивному. Тому засвоєння студентами основних принципів розрахунку та проектування підкранових балок складає вагомий частину в загальній підготовці спеціаліста за фахом «Промислове і цивільне будівництво».

У цих методичних вказівках розглядаються найбільш уживані підкранові балки для одноповерхових промислових будівель з кроком колон 6 та 12 м. Для аналогів взяті типові підкранові балки, наведені в типових серіях КЭ-01-50 випуск 1, 3 (6 м), випуск 2, 4 (12 м) та 1.426.1-4, випуски 1, 2, 3.

Наведений приклад розрахунку попередньо напруженої залізобетонної балки прольотом 12 м враховує специфіку її роботи в складних умовах завантаження. Паралельно даються вказівки щодо особливостей розрахунку подібних балок прольотом 6 м.

Розрахунки наведені за двома групами граничних станів: по несучій здатності та придатності до нормальних умов експлуатації.

Враховані деякі зміни у використанні сучасної арматури згідно з положеннями ДСТУ 3760:2006, додатково висвітлюються особливості розрахунку міцності (I група граничних станів) прогинів й тріщиностійкості (II група граничних станів) з урахуванням вимог ДБН В.2.6-98:2009, ДСТУ Б В.2.6-156:2010 та ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження та впливи.

Окрема увага приділяється розрахунку підкранових балок на витривалість в умовах циклічного завантаження.

Наводиться графічний матеріал з конструювання підкранової балки, а також довідковий та допоміжний матеріал у вигляді таблиць для полегшення розрахунку підкранових балок у різних умовах експлуатації.

Методичні вказівки можуть бути використані студентами 4 і 5 курсів денної і заочної форм навчання, а також слухачами другої вищої освіти напряму підготовки 6.060101 «Будівництво» спеціальності «Промислове і цивільне будівництво», в дипломному проектуванні, а також в науково-дослідній роботі студентів.

## **1 Основні типи залізобетонних підкранових балок, що використовуються для одноповерхових промислових будівель**

Залізобетонні підкранові балки застосовуються для кранів з режимом роботи 2к-5к (легкий і середній) і тільки в деяких випадках для режимів бк-7к (важкий). Проліт підкранових балок відповідає кроку колон і складає в загальному випадку 6 або 12 м.

Найбільш вигідною формою поперечного перерізу цих балок є таврова. Наявність у балок верхньої горизонтальної полиці полегшує умови роботи для влаштування підкранових рейок, догляду за ними і разом з тим надає перерізу більшої жорсткості в поперечному напрямку, зменшуючи поперечні деформації від гальмівних поперечних зусиль.

Висота перерізу підкранових балок  $h$  визначається розрахунком залежно від навантаження і складає  $1/8 \div 1/10$  прольоту, товщина верхньої полиці  $h'_f = (1/7 \div 1/8)h$ , ширина верхньої полиці  $b'_f = (1/10 \div 1/20) l$ , найчастіше  $b'_f = 500 \div 650$  мм,  $h = 800 \div 1000$  мм для кроку колон 6 м і  $1200 \div 1400$  мм для кроку колон 12 м.

Збірні підкранові балки прольотом 6 і 12 м звичайно виконують розрізними з монтажним з'єднанням на колонах. Балки виготовляють переважно постійного перерізу за типовими серіями КЭ-01-50 та 1.426.1-4, вип.1, 2, 3.

Розрахункова схема збірної залізобетонної підкранової балки становить собою розрізну однопрольотну балку з умовними шарнірними опорами. Навантаження, що діють на підкранову балку, поділяються на:

- а) постійні – власна вага балки та підкранових рейок;
- б) змінні вертикальні від двох поруч розташованих кранів;
- в) змінне горизонтальне від поперечного гальмування візка, ця сила умовно прикладається в середині висоти полиці таврового перерізу.

Для розрахунку підкранових балок необхідно мати дані про вантажопідйомність крану  $Q$ , його прольот та режим роботи (2к-7к). Ці дані беруть з довідкових таблиць або з паспортних характеристик кранів. Можна використовувати також вихідні дані, отримані при статичному розрахунку

рами (розділ 1 Методичних вказівок до виконання 2 курсового проекту з дисципліни «Проектування залізобетонних конструкцій»). Визначають відстань між колесами кранів (базу кранів  $K$ ), загальну ширину крану  $B$ , а також нормативне навантаження на колесо  $P_{\max}$  і  $P_{\min}$ , кількість коліс в крані, вагу візка  $Q_{\text{віз}}$ , вагу моста крану  $Q_M$ .

Характеристична горизонтальна поперечна гальмівна сила для кранів з гнучким підвісом

$$T_{\text{сер}} = 0,05(Q + Q_{\text{віз}}),$$

з жорстким підвісом

$$T_{\text{сер}} = 0,1(Q + Q_{\text{віз}}).$$

Особливість статичного розрахунку підкранових балок, як і інших елементів, що зазнають впливу пересувних зосереджених навантажень, полягає в тому, що необхідно будувати «огинаючу» епюру моментів та поперечних сил. Визначення ординат огинаючих епюр  $M$  та  $Q$  здійснюється за лініями впливу для перерізів, які йдуть з кроком  $(0,1 \div 0,2)l$ . Довідкові дані про зусилля  $M$  і  $Q$  наведені в табл.1 додатку 1.

Розрахунок на міцність, тріщиностійкість і деформативність виконується на розрахункове навантаження від двох зближених мостових кранів однакової вантажопідйомності, при цьому вводиться до розрахунку коефіцієнт сполучення  $\varphi_s = 0,85$ .

Розрахунок на витривалість виконується на розрахункове навантаження від одного мостового крану шляхом перемноження характеристичного навантаження на коефіцієнт використання крану  $K_s = 0,6$ .

Для підкранових балок використовується бетон класів С25/30, С32/40, С40/50, а для попередньо напруженої робочої арматури високоміцна дротова арматура класів Вр1200; Вр1400; Вр1500 або канати К1400, К1500, у деяких випадках можна використовувати стержньову арматуру класів А600С, А800СК; для поперечної та конструктивної арматури використовують стержньову арматуру класів А240С, А400С (гарячекатану), А500С, а також В500.

## **2 Приклад розрахунку підкранової балки прольотом 12 м за І групою граничних станів**

Як приклад для розрахунку розглянемо підкранову балку прольотом 12 м, розроблену в типовій серії КЭ-01-50, випуски 2, 4. Всі параметри цієї балки та конструктивні рішення наведені на рис. 2.1. Для кроку колони 6 м можуть бути використані підкранові балки, розроблені в типовій серії 1.426.1-4, вип. 1, 2, 3 або КЭ-01-50, вип. 1, 3 і наведені на рис. 2.2.

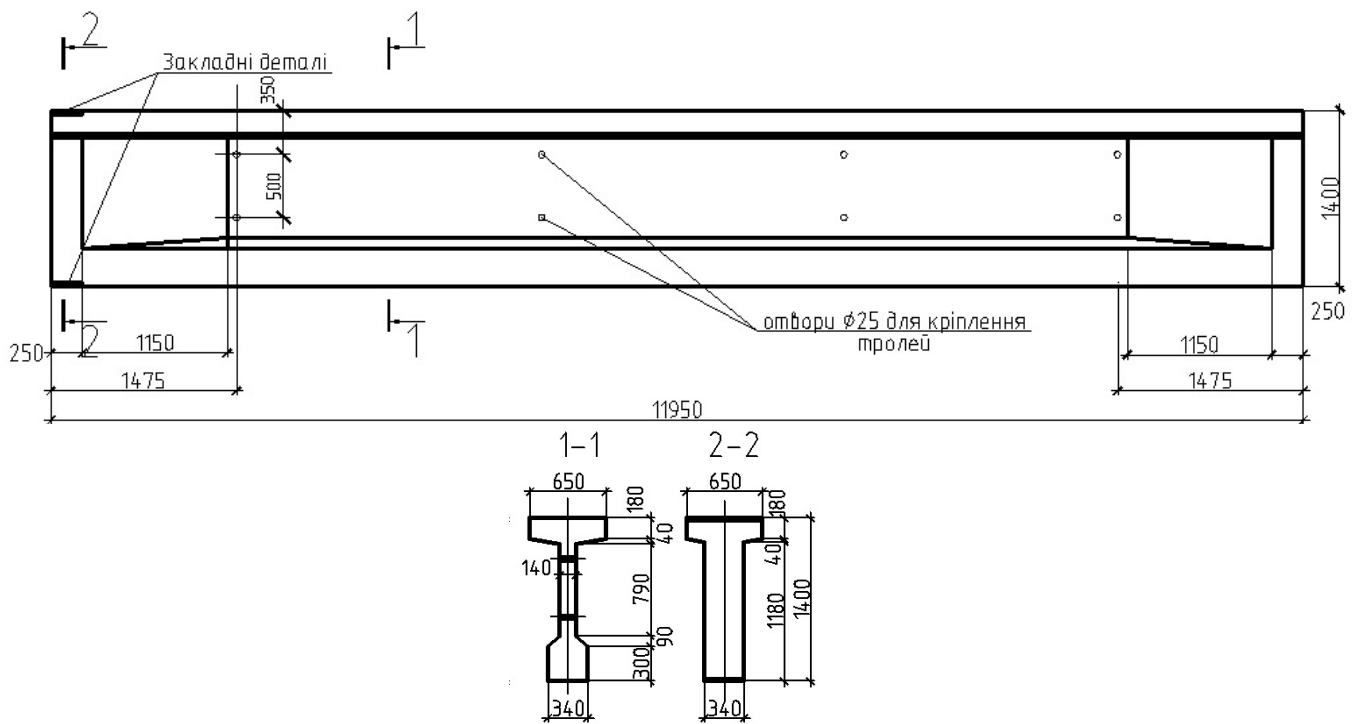


Рисунок 2.1 – Опалубка підкранової балки прольотом 12 м

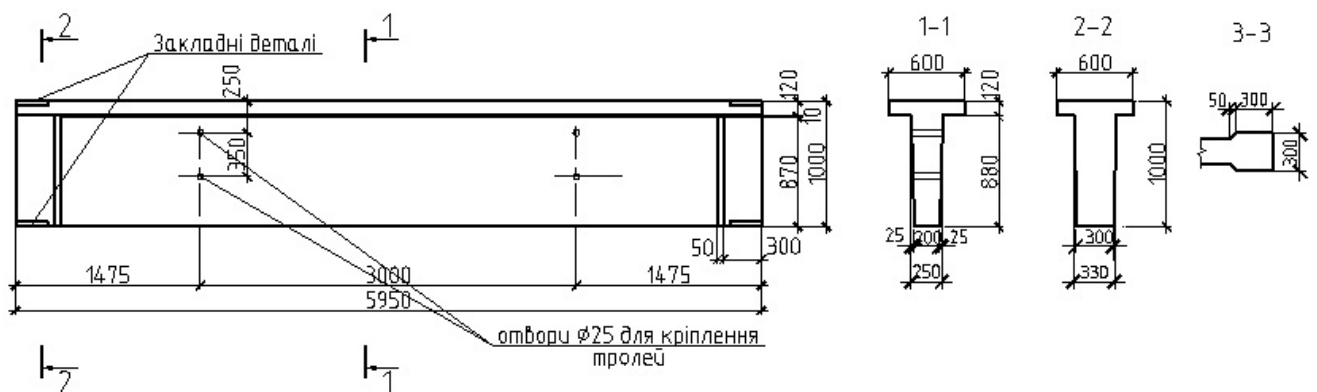


Рисунок 2.2 – Опалубка підкранової балки прольотом 6 м

## 2.1 Визначення навантаження на підкранову балку і її статичний розрахунок

Розрахункова схема підкранової балки прольотом 12 м наведена на рис.2.3. Як приклад для розрахунку розглянемо кран вантажопідйомністю  $Q=200/50$  кН. Запис у вигляді дроби означає, що в чисельнику показана максимальна вантажопідйомність крану (200 кН), а в знаменнику – вантажопідйомність малого гаку, тобто 50 кН. Згідно з довідковими даними, максимальний тиск на одне колесо для цього крану складає 220 кН (див. довідкові дані в методичних вказівках до виконання курсового проекту №2 «Статичний розрахунок поперечної рами»).

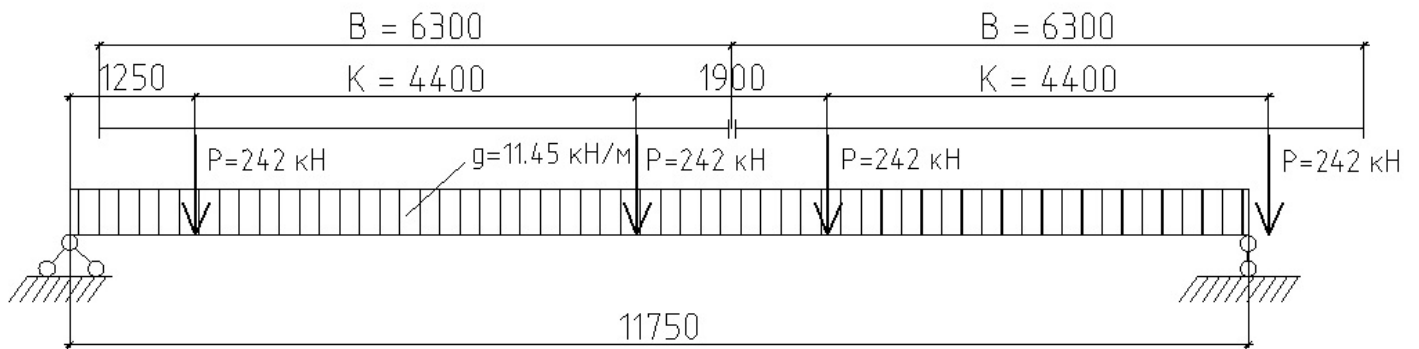


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема підкранової балки  $L=12$  м

Оскільки на підкранову балку діє пересувне навантаження, то внутрішні зусилля  $M$  і  $V$  слід визначати згідно з побудованою огинаючою епюрою  $M$  і  $V$  (див. додаток, табл.1). Користуючись цими епюрами, зусилля можна знайти, використовуючи спрощені формули:

$$M = k_g g l_0^2 + n_s k_F k_l P_{max} l_0, \quad (1)$$

де:  $k_g = 0,125$ ;

$g$  – власна вага 1 м підкранової балки разом з підкрановою рейкою;

$k_F$  і  $k_l$  – табличні коефіцієнти залежно від положення крана (див. табл. 1, 2 додатку 1);

$n_s$  – коефіцієнт сполучення (залежить від кількості кранів, що входять до розрахунку; для одного крану  $n_s = 1$ , для двох –  $n_s = 0,85$ );

$P_{max}$  – розрахункове зусилля, що діє на одне колесо крану (тобто характеристичне, помножене на коефіцієнт 1,1).

Для визначення поперечної сили  $V$  використовуємо формулу:

$$V = 0,5 g l_0 + k_0 P_{max}, \quad (2)$$

де:  $k_0$  – коефіцієнт, що приймається за табл.2 додатку 1.

Розрахунковий прольот

$$l_0 = l - 250 \text{ (мм)}; \quad l_0 = 12000 - 250 = 11750 \text{ мм.}$$

Для середини прольоту  $k_F = 1$ ;  $k_l$  визначається за табл. 2.

Для наведеного прикладу: база крану  $K = 4400$  мм; ширина крану  $B=6300$  мм. Змінне навантаження від тиску колеса крану: характеристичне -  $P_{max}^n = 220$  кН; розрахункове -  $P_{max} = 220 \cdot 1,1 = 242$  кН.

$$\alpha = \frac{K}{l_0} = \frac{4,4}{11,75} = 0,374; \quad \beta = \frac{B - K}{l_0} = \frac{6,3 - 4,4}{11,75} = 0,16; \quad k_l \approx 0,5; \quad k_0 = 2,4.$$

Вага підкранової балки прольотом 12 м складає 115 кН.

$$\text{Характеристичне значення: } g_{н.б.} = \frac{115}{11,75} = 9,79 \text{ кН/м,}$$



розрахункове -  $g_{n.б.} = \frac{115 \cdot 1,1}{11,75} = 10,76 \text{ кН/м.}$

Підкрановою рейкою для заданого крану може бути прийнята рейка КР-70, її вага 0,527 кН/п.м. З урахуванням коефіцієнта надійності  $\gamma_f = 1,1$  і ваги кріплення 0,10 кН/п.м; загальна вага рейкового обладнання:

$$g_{n.p.} = (0,527 + 0,1)1,1 = 0,6897 \text{ кН/м.}$$

Розрахункове навантаження від підкранової балки

$$g = g_{n.б.} + g_{n.p.} = 10,76 + 0,69 = 11,45 \text{ кН/п.м.}$$

Для підкранової балки прольотом 6 м можна прийняти вагу 42 кН; величина навантаження на 1 пог. метр з урахуванням ваги підкранової рейки КР-70 та її кріплення:

$$g = g_{n.б.} + g_{n.p.} = 42 \cdot 1,1/5,75 + 0,69 = 8,73 \text{ кН/п.м.}$$

Коефіцієнти  $\alpha$  і  $\beta$ ,  $k_1$  і  $k_0$  приймаються за табл.2 додатку з коригуванням їх значення для прольоту  $l_0 = 5,75$  м.

Для крана  $Q = 200/50$

$$\alpha = \frac{4,4}{5,75} = 0,765; \beta = \frac{6,3 - 4,4}{5,75} = 0,33; k_1 = 0,35; k_0 = 1,68.$$

Визначимо тепер значення внутрішніх зусиль  $M$  і  $V$  для підкранової балки прольотом 12 м, користуючись формулами (1) і (2).

Характеристичні значення зусиль:

$$M = 0,125(9,79 + 0,527 + 0,1)11,75^2 + 0,85 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 220 \cdot 11,75 = 179,77 + 1098,62 = 1278,39 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V = 0,5(9,79 + 0,527 + 0,1)11,75 + 2,4 \cdot 220 = 61,20 + 528 = 589,2 \text{ кН.}$$

Розрахункові значення зусиль:

$$M = 0,125 \cdot 11,45 \cdot 11,75^2 + 0,85 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 242 \cdot 11,75 = 197,60 + 1208,488 = 1406,0875 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V = 0,5 \cdot 11,45 \cdot 11,75 + 2,4 \cdot 242 = 648,1 \text{ кН.}$$

Статичний розрахунок може виконуватись також за спрощеною схемою шляхом завантаження однопрольотної балки тільки її вагою та двома кранами посередині балки.

## 2.2 Попереднє визначення площі робочої арматури та призначення конструктивної арматури і основних розмірів підкранової балки

Більшість підкранових балок незалежно від їхнього прольоту армується попередньо напруженою арматурою. Цією арматурою може бути канатна арматура класів К1400 і К1500, а також дротова арматура Вр1400 або

Вр1500. Крім того, для балок прольотом 6 м може використовуватися стержньова арматура класів А600С, А800СК за ДСТУ 3760:2006.

У прикладі розрахунку, що розглядається, в якості попередньо напруженої арматури використовуються канати К1400 діаметром 15 мм, площа одного канату складає  $1,416 \text{ см}^2$ ;  $f_{pk} = 1470 \text{ МПа}$ ;  $f_{p0,1k} = 1335 \text{ МПа}$ ;  $E_p = 18 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ ;  $\varepsilon_{uk} = 0,014$ .

Робоча висота  $d$  може бути прийнята:  $d = 1400 - 150 = 1250 \text{ мм}$ ; розташування центра ваги робочої арматури приймається посередині нижньої полиці, тому  $a = 150 \text{ мм}$  (рис.2.4); для балок прольотом 6 м величина  $a$  може бути прийнята 100 мм, тоді  $d = 1000 - 100 = 900 \text{ мм}$ .

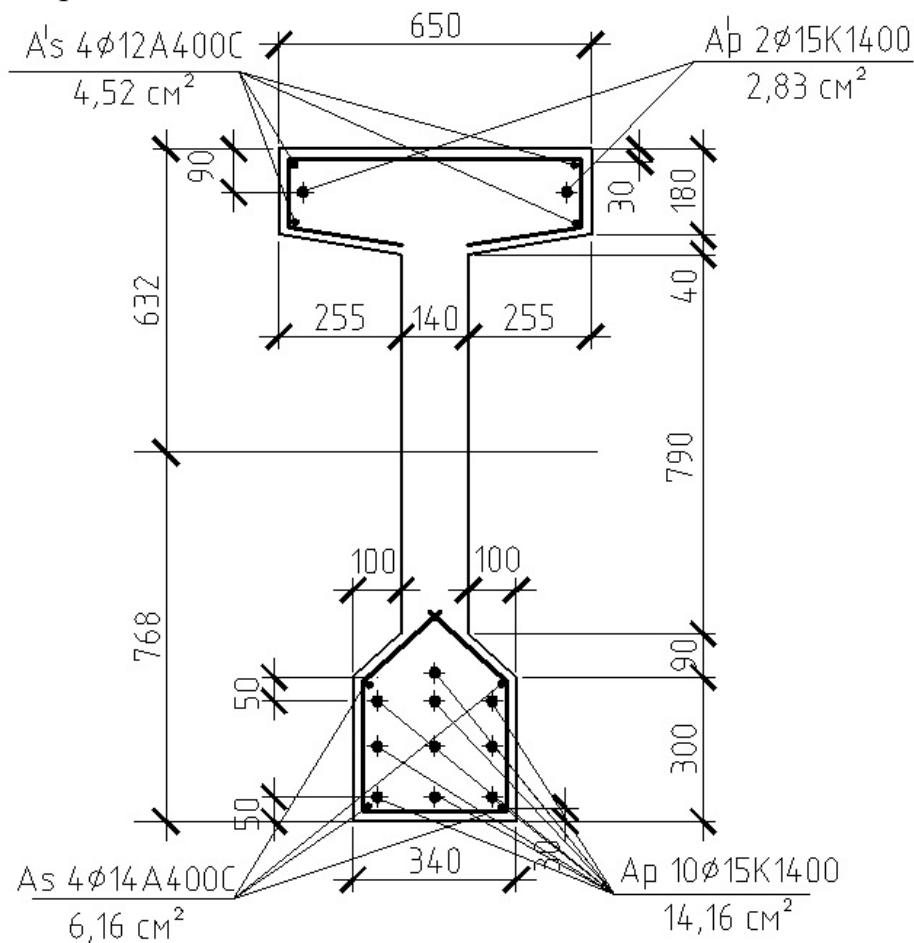


Рисунок 2.4 – Переріз підкранової балки та її армування

В приблизному розрахунку площа робочої нижньої арматури може визначатися за формулою:

$$A_p = \frac{M}{f_{pd} (d - h'_f / 2)}; \quad (3)$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}; \quad \gamma_s = 1,2; \quad f_{pd} = \frac{1335}{1.2} = 1112,5 \text{ МПа}.$$

$$A_p = \frac{1406,1 \cdot 100}{111,25(125 - 18/2)} = 10,895 \text{ см}^2 \approx 10,9 \text{ см}^2.$$

Виходячи з умов тріщиностійкості та деформативності, отриману площу арматури збільшують на 20-30%; в прикладі 30%.

$$A_p = 10,9 + 0,3 \cdot 10,9 = 14,17 \text{ см}^2.$$

$$\text{Приймаємо } 10\text{Ø}15 \text{ K}1400 - A_p = 10 \cdot 1,416 = 14,16 \text{ см}^2 \approx 14,17 \text{ см}^2.$$

Верхня арматура, що розташовується в зв'язках верхньої полиці, приймається в кількості 20% від нижньої арматури:

$$A'_p = 0,2A_p = 0,2 \cdot 14,16 = 2,83 \text{ см}^2.$$

$$\text{Приймаємо } 2\text{Ø}15 \text{ K}1400, A'_p = 2,83 \text{ см}^2.$$

Конструктивна ненапружена арматура, що встановлюється для захисту попередньо напруженої арматури та покращення умов її експлуатації, може бути прийнята:

$$\text{для нижньої полиці } 4\text{Ø}14 \text{ (по контуру) A}400\text{C } A_s = 6,16 \text{ см}^2.$$

$$\text{для верхньої полиці } 4\text{Ø}12 \text{ (по 2 на кожний зв'язок) A}400\text{C } A'_s = 4,52 \text{ см}^2.$$

Захисний шар бетону  $c_{b,min}$  для попередньо напруженої арматури повинен складати не менше  $d$  і не менше діаметра заповнювача + 5 мм. В прикладі він дорівнює 42 ( $50 - 7,5 = 42,5 \approx 42$ ) мм; для ненапруженої арматури захисний шар дорівнює 24 ( $30 - 6 = 24$ ) мм. Відстані від центру арматурних елементів до нижньої грані складають 50 і 30 мм відповідно.

Якщо прийняти дровову арматуру класу Вр1400, Вр1500 діаметром 5, 6, або 8 мм, то її кількість і розташування в перерізі визначаються аналогічно канатній.

### 2.3 Геометричні характеристики перерізу підкранової балки

До основних геометричних характеристик перерізу, що будуть враховуватись в наступних розрахунках, відносяться:

площа перерізу  $A_c$ ;

статичний момент  $S_c$ ;

момент інерції  $I_c$ ;

положення центру ваги перерізу  $y_c = S_c/A_c$ ;

момент опору нижньої зони перерізу  $W_c^n = \frac{I_c}{y_c}$ ;

момент опору верхньої зони перерізу  $W_c^e = \frac{I_c}{h - y_c}$ .

Для наступних розрахунків треба задатись основними міцностними та деформативними параметрами матеріалів підкранової балки.

Бетон балки класу С32/40 ( $f_{ck} = 29$  МПа,  $f_{cd} = 22$  МПа,  $f_{ctk} = 2,1$  МПа,  $E_{cm} = 36 \cdot 10^3$  МПа,  $\varepsilon_{cu,3,cd} = 2,64\%$ ).

Арматура класу К1400 ( $f_{pk} = 1470$  МПа;  $f_{p0,1k} = 1335$  МПа;  $E_p = 18 \cdot 10^4$  МПа;  $\varepsilon_{uk} = 0,014$ ).

Ненапружена арматура класу А400С ( $f_{yd} = 365$  МПа;  $f_{ycd} = 365$  МПа;  $E_s = 21 \cdot 10^4$  МПа;  $\varepsilon_{ud} = 0,025$ ).

Використовуючи рис. 2.4, визначимо усі геометричні характеристики перерізу. Для спрощення розрахунків складний переріз розбиваємо на прості фігури (прямокутники, трикутники) і виконуємо відповідні обчислення:

$$A_c = 65 \cdot 18 + 14 \cdot 92 + 30 \cdot 34 + 4 \cdot 25,5 + 10 \cdot 9 = \\ = 1170 + 1288 + 1020 + 102 + 90 = 3670 \text{ см}^2.$$

$$S_c = 65 \cdot 18 \cdot 131 + 14 \cdot 92 \cdot 76 + 30 \cdot 34 \cdot 15 + 4 \cdot 25,5 \cdot 120 + 10 \cdot 9 \cdot 34,5 = \\ = 153270 + 97888 + 15300 + 12240 + 3105 = 281803 \text{ см}^3.$$

$$y_c = S_c / A_c = 281803 / 3670 = 76,8 \text{ см} = 768 \text{ мм. } h - y_c = 1400 - 768 = 632 \text{ мм.}$$

$$I_c = \frac{65 \cdot 18^3}{12} + 65 \cdot 18 \cdot 54,2^2 + \frac{14 \cdot 92^3}{12} + 14 \cdot 92 \cdot 0,8^2 + \frac{34 \cdot 30^3}{12} + 34 \cdot 30 \cdot 61,8^2 + \\ + \frac{25,5 \cdot 4^3}{12} + 25,5 \cdot 4 \cdot 43,2^2 + \frac{10 \cdot 9^3}{12} + 10 \cdot 9 \cdot 42,3^2 = \\ = 31590 + 3437038,8 + 908469,33 + 824,32 + 76500 + 3895624,8 + \\ + 136 + 190356,48 + 607,5 + 161036,1 = 8702183,2 \text{ см}^4 = 8,7 \cdot 10^6 \text{ см}^4.$$

Моменти опору визначаються:

$$W_c^n = \frac{I_c}{y_c} = \frac{8,7 \cdot 10^6}{76,8} = 1,133 \cdot 10^5 \text{ см}^3. \quad W_c^e = \frac{I_c}{h - y_c} = \frac{8,7 \cdot 10^6}{63,2} = 1,37710^5 \text{ см}^3.$$

Інші геометричні характеристики такі, як відстань до ядрової точки гя та ексцентриситети прикладання зусилля попереднього напруження, будуть визначатись в наступних розрахунках.

Геометричні характеристики перерізу можуть бути обчислені з урахуванням присутності арматури. В цьому разі треба визначити так звані приведені характеристики. Наприклад:

$$A_{c,red} = A_c + \alpha_p (A_p + A'_p) + \alpha_s (A_s + A'_s),$$

$$\text{де: } \alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}}; \quad \alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}}.$$

Відповідно визначаються:  $S_{c,red}$ ;  $I_{c,red}$ ;  $y_{c,v}$ ;  $W_{c,red}^n$ ;  $W_{c,red}^e$ .

## 2.4 Визначення втрат попереднього напруження

Втрати попереднього напруження в арматурі можуть бути миттєвими та залежними від часу. Миттєві втрати враховують їхній короточасний прояв, а залежні від часу – тривалий.

До миттєвих втрат відносяться:

- втрати від релаксації арматури –  $\sigma_1$ ;
- втрати від температурного перепаду –  $\sigma_2$ ;
- втрати від обтиснення анкерів та шайб –  $\sigma_3$ ;
- втрати від тертя арматури об стінки каналів та на згинаючих пристроях –  $\sigma_4$ ;
- втрати від деформацій опалубочних форм –  $\sigma_5$ ;
- втрати від миттєвої деформації бетону –  $\sigma_6$ .

Прояв цих втрат суттєво залежить від способу натягу попередньо напруженої арматури. Таких основних способів може бути два: 1) натяг на упори; 2) натяг на бетон.

Для канатної арматури К1400 спосіб натягу арматури прийнятий механічний «на упори». Сила попереднього напруження не повинна перевищувати величини:

$$P_{max} = A_p \sigma_{p,max}, \quad (4)$$

де:  $\sigma_{p,max}$  – максимальні напруження, менші з двох –  $0,8 f_{pk}$  або  $0,9 f_{p,0,1k}$ ;

$$0,8 f_{pk} = 0,8 \cdot 1470 = 1176 \text{ МПа};$$

$$0,9 f_{p,0,1k} = 0,9 \cdot 1335 = 1201,5 \text{ МПа}.$$

Приймаємо для розрахунків втрат попереднього напруження

$$\sigma_{p,max} = 1176 \text{ МПа}.$$

#### 2.4.1 Миттєві втрати

а) втрати від релаксації напружень в арматурі при механічному способі натягу:

$$\sigma_1 = \left( 0,22 \frac{\sigma_{p,max}}{f_{p,0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_{p,max};$$

$$\sigma_1 = \left( 0,22 \frac{1176}{1335} - 0,1 \right) 1176 = 110,3 \text{ МПа}.$$

б) втрати від температурного перепаду:

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

де:  $\alpha_c$  – коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону,

$$\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}. T_{max} - T_0 = 65^\circ \text{C}.$$

$$\sigma_2 = 0,5 \cdot 18 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 65 = 58,5 \text{ МПа}.$$

в) втрати в анкерах після натягування і внаслідок деформації самих анкерів:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_p,$$

де:  $\Delta l$  – обтиснення анкерів або зміщення канатів в затискачах анкерів;

$$\Delta l = 2 \text{ мм};$$

$l$  – відстань між зовнішніми гранями упорів;  $l = 12500$  мм (на 500 мм більше від прольоту балки);

$$\sigma_3 = \frac{2}{12500} 18 \cdot 10^4 = 28,8 \text{ МПа.}$$

г) втрати внаслідок тертя в арматурі, напружуваній на бетон, можуть визначатися за формулою:

$$\sigma_4 = \sigma_{p.max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}),$$

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

$\mu$  – коефіцієнт тертя між арматурою та каналом;  $\mu = 0,24 \div 0,12$ ;

$k$  – випадкове кутове переміщення для арматури;  $k = 0,005 \div 0,01$ ;

$x$  – відстань від точки, де напруження  $\sigma_{p.max}$  до кінцевої точки натягу.

При натягуванні канатів на упори  $\sigma_4 = 0$ .

д) втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм:

$$\sigma_5 = \frac{(n-1)\Delta l}{2nl} E_p,$$

де:  $n$  – число канатів (груп канатів), що натягуються неодноразомно;

$\Delta l$  – зближення упорів по лінії дії зусилля натягу;  $\Delta l = 3 \div 5$  мм;

$l$  – відстань між зовнішніми гранями упорів.

За відсутності даних щодо конструкції форми  $\sigma_5 = 30$  МПа.

е) втрати напружень в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону:

Зусилля обтиску бетону після чотирьох видів втрати:

$$P_I = (\sigma_{p.max} - \sum \sigma_i)(A_p + A'_p) = (1176 - 110,3 - 58,5 - 28,8 - 30)(14,16 + 2,83) = 948,4 \cdot 10^{-1} \cdot 16,99 = 1611,33 \text{ кН}; \sigma_p = \sigma'_p = 94,84 \text{ кН/см}^2.$$

Для переведення МПа в кН/см<sup>2</sup> в приведеному виразі для напружень в арматурі треба ввести множник  $10^{-1}$ .

Ексцентриситет сили  $P_I$  до лінії центра ваги перерізу балки визначається за формулою:

$$e_{0p} = \frac{\sigma_p A_p y_p - \sigma'_p A'_p y'_p}{P_I};$$

$$y_p = 768 - 150 = 618 = 61,8 \text{ см}; y'_p = 632 - 90 = 54,2 \text{ см};$$

$$e_{0p} = \frac{94,84 \cdot 14,16 \cdot 61,8 - 94,84 \cdot 2,83 \cdot 54,2}{1611,33} = 42,48 \text{ см.}$$

Напруження в бетоні на рівні центрів арматури  $A_p$  і  $A'_p$ :

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= \frac{P_I}{A_c} + \frac{P_I e_{0p} y_p}{I_c} = \frac{1611,33}{3670} + \frac{1611,33 \cdot 42,48 \cdot 61,8}{8,7 \cdot 10^6} = 0,439 + 0,595 = \\ &= 1,034 \text{ кН/см}^2 = 10,34 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

$$\sigma'_{cp} = \frac{P_I}{A_c} - \frac{P_I e_{0p} y'_p}{I_c} = \frac{1611,33}{3670} - \frac{1611,33 \cdot 42,48 \cdot 54,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,439 - 0,430 =$$

$$= 0,009 \text{ кН/см}^2 = 0,09 \text{ МПа.}$$

Втрати від миттєвої деформації бетону можна визначити за формулою:

$$\sigma_6 = 0,5E_p \sigma_{cp}/E_{cm}.$$

На рівні арматури  $A_p$ :

$$\sigma_6 = \frac{0,5 \cdot 18 \cdot 10^4 \cdot 10,34}{36 \cdot 10^3} = 25,85 \text{ МПа.}$$

На рівні арматури  $A'_p$ :

$$\sigma'_6 = \frac{0,5 \cdot 18 \cdot 10^4 \cdot 0,09}{36 \cdot 10^3} = 0,225 \text{ МПа.}$$

Якщо величина  $\sigma'_{cp}$  отримується від'ємною, тоді втрати від миттєвої деформації бетону на рівні  $A'_p$  приймаються нульовими, тобто  $\sigma'_6 = 0$ .

Загальні миттєві витрати попереднього напруження дорівнюють на рівні  $A_p$ :

$$\Delta \sigma_{мит.} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 110,3 + 58,5 + 28,8 + 30 + 25,85 = 253,45 \text{ МПа;}$$

на рівні  $A'_p$ :

$$\Delta \sigma'_{мит.} = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 + \sigma'_5 + \sigma'_6 = 110,3 + 58,5 + 28,8 + 30 + 0,225 = 227,83 \text{ МПа.}$$

## 2.4.2 Втрати, залежні від часу

### (з урахуванням усадки та повзучості бетону)

У відповідності до нормативних документів ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010 втрати від усадки та повзучості визначають:

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (5)$$

Деформація усадки  $\varepsilon_{cs}$  може бути прийнята  $\varepsilon_{cs} = 0,00043$ .

Деформація повзучості  $\varphi(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0) = 2$ ; вологість 40-75 %.

$$\Delta \sigma_{pr} = \sigma_{p,max} - \sigma_{мит.} - \sigma_{pl}; \quad z_s \approx 1400 - 150 - 100 = 1150 \text{ мм} = 115 \text{ см.}$$

$$\sigma_p = \frac{M}{z_s A_p} = \frac{1406,08 \cdot 100}{115 \cdot 14,16} = 86,34 \text{ кН/см}^2 = 863,4 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{pl} = 863,4 - 110,3 = 753,1 \text{ МПа.}$$

$$\Delta \sigma_{pr} = 1176 - 253,45 - 753,1 = 169,45 \text{ МПа.}$$

Для верхньої арматури  $A'_p$   $\Delta \sigma_{pr} = 0$ , тому що напруження в ній виникають стискаючі.

На рівні арматури  $A_p$ :

$$\sigma_{c,QP} = \sigma_{cp} - \frac{My_p}{I_c} = 1,034 - \frac{140608 \cdot 61,8}{8,7 \cdot 10^6} = 1,034 - 0,9988 = 0,0352 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 0,352 \text{ МПа.}$$

На рівні арматури  $A'_p$ :

$$\sigma'_{c,QP} = \sigma'_{cp} + \frac{My'_p}{I_c} = 0,009 + \frac{140608 \cdot 54,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,009 + 0,876 = 0,885 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 8,85 \text{ МПа.}$$

Втрати на рівні арматури  $A_p$ :

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{0,00043 \cdot 18 \cdot 10^4 + 0,8 \cdot 169,45 + \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} 2 \cdot 0,352}{1 + \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} \frac{14,16}{3670} \left( 1 + \frac{3670}{8,7 \cdot 10^6} 61,8^2 \right) [1 + 0,8 \cdot 2]} =$$

$$= \frac{77,4 + 135,5 + 3,52}{1 + 0,0193(1 + 1,611)2,6} = \frac{216,48}{1,13} = 191,57 \text{ МПа;}$$

На рівні арматури  $A'_p$ :

$$\Delta\sigma'_{p,c+s+r} = \frac{0,00043 \cdot 18 \cdot 10^4 + 0 + \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} 2 \cdot 8,85}{1 + \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} \frac{2,83}{3670} \left( 1 + \frac{3670}{8,7 \cdot 10^6} 54,2^2 \right) [1 + 0,8 \cdot 2]} =$$

$$= \frac{77,4 + 88,5}{1 + 0,003(1 + 1,23)2,6} = \frac{165,9}{1,017} = 163,12 \text{ МПа.}$$

Сумарні втрати – миттєві та довготривалі:  $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{\text{мит.}} + \Delta\sigma_{p,c+s+r}$ ;

На рівні арматури  $A_p$ :  $\Delta\sigma_i = 253,45 + 191,57 = 445,02 \text{ МПа}$ ;

На рівні арматури  $A'_p$ :  $\Delta\sigma'_i = 227,83 + 163,12 = 390,95 \text{ МПа}$ .

Напруження в арматурах  $A_p$  та  $A'_p$  після усіх втрат:

$$\sigma_p = 1176 - 445,02 = 730,98 \text{ МПа;}$$

$$\sigma'_p = 1176 - 390,95 = 785,05 \text{ МПа.}$$

Напруження в конструктивній ненапруженій арматурі:

$$\sigma_s = 191,57 \text{ МПа; } \sigma'_s = 163,12 \text{ МПа.}$$

Кінцеве значення зусилля обтиснення бетону:

$$P_2 = \sigma_p A_p + \sigma'_p A'_p - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 730,98 \cdot 10^{-1} \cdot 14,16 + 785,05 \cdot 10^{-1} \cdot 2,83 -$$

$$- 191,57 \cdot 10^{-1} \cdot 6,16 - 163,12 \cdot 10^{-1} \cdot 4,52 = 1035,06 + 222,169 - 118,007 - 73,730 =$$

$$= 1065,49 \text{ кН.}$$

Уточнюємо значення ексцентриситету  $e_{0p}$ :

$$e_{0p} = \frac{\sigma_p A_p y_p + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma'_p A'_p y'_p - \sigma_s A_s y_s}{P_2}; \quad (6)$$



$$e_{0p} = \frac{73,098 \cdot 14,16 \cdot 61,8 + 16,32 \cdot 4,52 \cdot 54,2 - 78,505 \cdot 2,83 \cdot 54,2 - 19,157 \cdot 6,16 \cdot 61,8}{1065,49} =$$

$$= \frac{63967,177 + 3996,179 - 12041,567 - 7292,840}{1065,49} = 45,64 \text{ см.}$$

Напруження у верхній та нижній зонах бетону:

а) нижня зона

$$\sigma_{cp} = \frac{P_2}{A_c} + \frac{P_2 e_{0p} y_p}{I_c} = \frac{1065,49}{3670} + \frac{1065,49 \cdot 45,64 \cdot 61,8}{8,7 \cdot 10^6} = 0,290 + 0,345 =$$

$$= 0,635 \text{ кН/см}^2 = 6,35 \text{ МПа};$$

б) верхня зона

$$\sigma'_{cp} = \frac{P_2}{A_c} - \frac{P_2 e_{0p} y'_p}{I_c} = \frac{1065,49}{3670} - \frac{1065,49 \cdot 45,64 \cdot 54,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,290 - 0,302 =$$

$$= -0,012 \text{ кН/см}^2 = -0,12 \text{ МПа.}$$

## 2.5 Перевірка несучої здатності підкранової балки по нормальному перерізу

Максимальне напруження, яке може витримати стиснута арматура  $A'_p$ :  
 $\sigma_{pu} = \varepsilon_{cu3} E_p = 0,00264 \cdot 18 \cdot 10^4 = 475,2 \text{ МПа. } \varepsilon_{cu3} = 0,00264$  для бетону С32/40.

Напруження в цій арматурі з урахуванням попереднього напруження:

$$\sigma_{pc} = \sigma_{pu} - \gamma_{sp} \sigma'_p = 475,2 - 1,05 \cdot 785,05 = -349,10 \text{ МПа.}$$

Враховуючи роботу в перерізі підкранової балки тільки попередньо напружену арматуру і нехтуючи роботою арматури  $A_s$  та  $A'_s$ , можна визначити відносну висоту стиснутої зони:

$$\xi = \frac{f_{pd} A_p - \sigma_{pc} A'_p}{f_{cd} b d} = \frac{133,5 : 1,2 \cdot 14,16 + 34,91 \cdot 2,83}{2,2 \cdot 65 \cdot 125} = 0,0936.$$

Несуча здатність згинаючого елемента може бути визначена за формулою:

$$M_u = \alpha_m f_{cd} b d^2 + \sigma_{pc} A'_p (d - a'_p); \quad (7)$$

$$\alpha_m = 0,8 \xi (1 - 0,4 \xi) = 0,8 \cdot 0,0936 (1 - 0,4 \cdot 0,0936) = 0,072;$$

$$M_u = 0,072 \cdot 2,2 \cdot 65 \cdot 125^2 - 34,91 \cdot 2,83 (125 - 9) = 160875 - 11460,25 =$$

$$= 149415 \text{ кН} \cdot \text{см} = 1494,15 \text{ кН} \cdot \text{м} > 1406,08 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Таким чином, міцність нормального перерізу за згинаючим моментом забезпечена з певним запасом.

## Розрахунок міцності верхньої полиці

Величина гальмівного зусилля при вантажопід'ємності крану 200 кН та вазі візка 85 кН визначається:

$$H = \frac{Q + Q_{\text{виз}}}{40} = \frac{200 + 85}{40} = 7,125 \text{ кН.}$$

Розрахункове значення  $H = 7,125 \cdot 1,1 = 7,84 \text{ кН.}$

Максимальний розрахунковий момент від горизонтального поперечного гальмування в середині прольоту без врахування власної ваги полиці ( $K_I = 0,5$ ):

$$M = n_s K_F K_I H l_0 = 0,85 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 7,84 \cdot 11,75 = 39,15 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Ширина прямокутного перерізу полиці  $b = h'_f = 18 \text{ см.}$  Висота перерізу  $h = 65 \text{ см.}$  Робоча висота  $d = 650 - 50 = 600 \text{ мм} = 60 \text{ см.}$  Висота стиснутої зони (при  $\sigma_{pc} = -349,1 \text{ МПа; } f_{pd} = 1112,5 \text{ МПа}$ ):

$$x = \frac{f_{pd} A_p - \sigma_{pc} A'_p + \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s}{f_{cd} b} = \frac{111,25 \cdot 1,416 + 34,91 \cdot 1,416 + 36,5 \cdot 2,26 - 36,5 \cdot 2,26}{2,2 \cdot 18} = \frac{157,53 + 49,43}{39,6} = 5,22 \text{ см.}$$

$$\xi = \frac{5,22}{60} = 0,087; \alpha_m = 0,8 \xi (1 - 0,4 \xi) = 0,8 \cdot 0,087 (1 - 0,4 \cdot 0,087) = 0,067;$$

$$M_u = \alpha_m f_{cd} b d^2 + f_{pc} A'_p (d - a'_p) = 0,067 \cdot 2,2 \cdot 18 \cdot 60^2 - 34,91 \cdot 1,416 \cdot 55 = 9551,5 - 2718,79 = 6832,73 \text{ кН}\cdot\text{см} = 68,32 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$68,32 > 39,15. M_u > M.$$

Міцність полиці по нормальним перерізам достатня.

## 2.6 Розрахунок міцності балки по похилим перерізам

Похилі тріщини можуть бути нахилені до горизонтальної лінії на кут в межах  $\theta = 22 \div 45^\circ$ , тому найбільш небезпечне розташування коліс крану буде тоді, якщо перше колесо розташоване на відстані  $c_1 = d = 1250 \text{ мм}$  (для балки прольотом 6 м  $c_1 = d = 900 \text{ мм}$ ), друге – на відстані  $B = 1900 \text{ мм}$  ( $c_2 = 1250 + 1900 = 3150 \text{ мм}$ ), третє – на розмірі бази колес  $4400 \text{ мм}$  ( $c_3 = 4400 \text{ мм}$ ). При такому розташуванні колес (рис. 2.5) ординати лінії впливу опорної реакції дорівнюють:  $y_1 = 0,8936$ ;  $y_2 = 0,7319$ ;  $y_3 = 0,3514$ .

Величина опорної реакції визначається:

$$R_A = \frac{gl}{2} + P \sum y_i = \frac{11,45 \cdot 11,75}{2} + 242(0,8936 + 0,7319 + 0,3574) = 67,27 + 479,87 = 547,15 \text{ кН.}$$

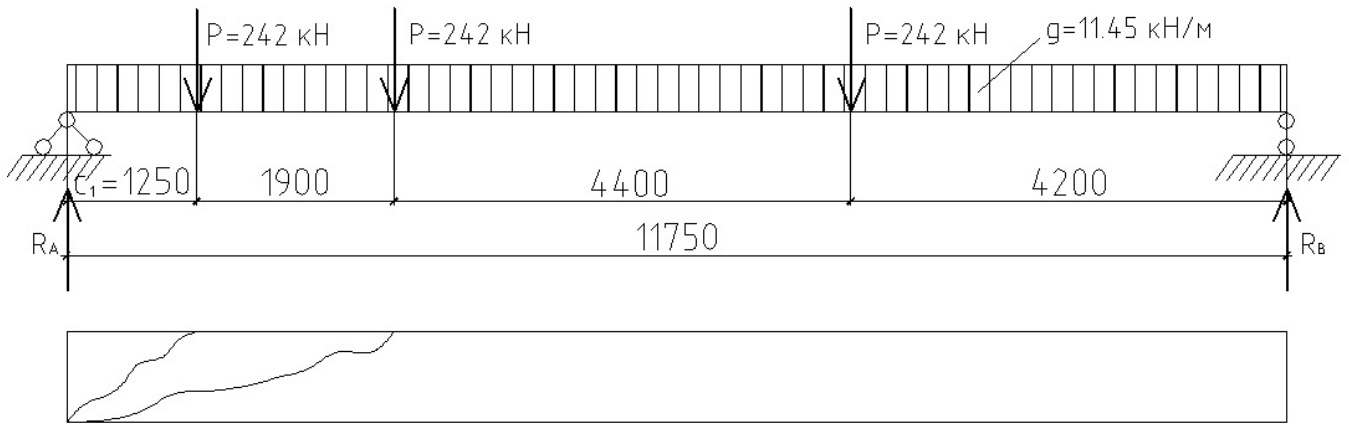


Рисунок 2.5 – Схема 1 розташування коліс крана

Поперечні сили в розрахункових перерізах:

в перерізі 1 – 1

$$V_1 = R_A - gc_1 = 547,15 - 11,45 \cdot 1,25 = 532,84 \text{ кН};$$

в перерізі 2 – 2

$$V_2 = R_A - gc_1 - P = 547,15 - 11,45 \cdot 3,15 - 242 = 269,08 \text{ кН};$$

В перерізі 3 – 3 реакція  $R_A$  в цьому випадку  $R_A = 594,34$  кН.

Кран зміщується таким чином, щоб його крайня сила стала на ліву опору (рис. 2.6)

$$V_3 = 594,34 - 11,45 \cdot 4,4 - 242 = 301,96 \text{ кН}.$$

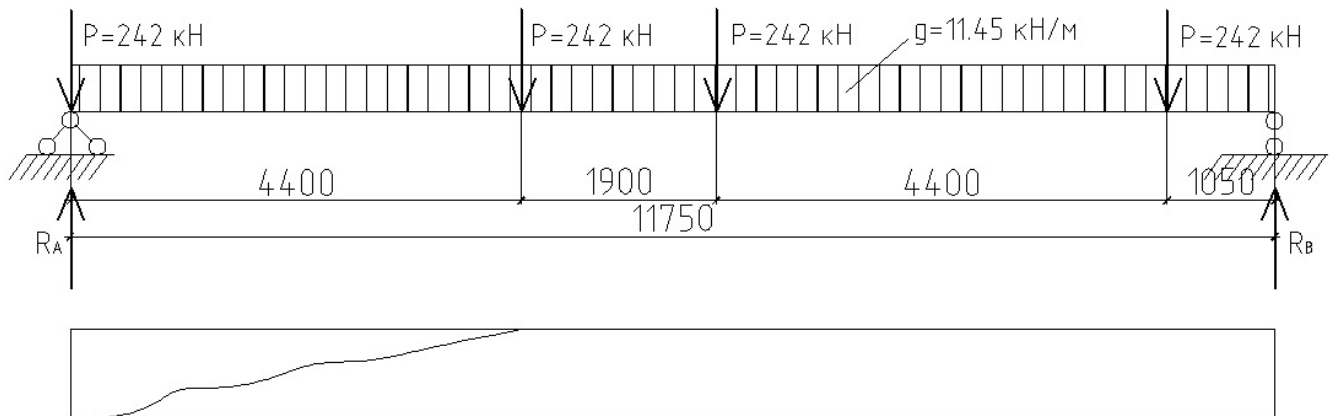


Рисунок 2.6 – Схема 2 розташування коліс крана

Розрахунок міцності поперечного перерізу.

Міцність бетону на зріз

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot K(100\rho f_{ck})^{1/3} + - k_1 \sigma_{cp}] b_w d. \quad (8)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,3 = 0,1385; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1250}} = 1,4 < 2;$$

$$\rho_l = A_{sl}/b_w d = 1416/140 \cdot 1250 = 0,00809; f_{ck} = 29 \text{ МПа}; k_l = 0,15.$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1065,49 \cdot 10^3}{367000} = 2,9038; b_w = 140 \text{ мм}; d = 1250 \text{ мм}.$$

$$V_{Rd,c} = [0,1385 \cdot 1,4(100 \cdot 0,00809 \cdot 29)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,9038] 140 \cdot 1250 = 173250 \text{ Н} = 173,25 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + K_l \sigma_{cp}) b_w d. \quad (9)$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot K^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,4^{3/2} \cdot 29^{1/2} = 0,035 \cdot 1,6565 \cdot 5,385 = 0,3122$$

$$V_{Rd,c} = (0,3122 + 0,15 \cdot 2,9038) 140 \cdot 1250 = 0,7478 \cdot 175000 = 130865 \text{ Н} = 130,86 \text{ кН}.$$

Приймаємо більше значення, тобто  $V_{Rd,c} = 173,25 \text{ кН} < 532,84 \text{ кН}$ .

Потрібна поперечна арматура. Конструктивно приймаємо  $2\text{Ø}10\text{A}400\text{C}$  ( $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$ ), крок поперечної арматури  $S_w = 30 \text{ см} \leq 0,75d = 0,75 \cdot 125,0 = 93,75 \text{ см}$ .

Несуча здатність поперечної арматури:

$$V_{Rd,s} = 0,9 A_{sw} f_{ywd} d \text{ctg}\theta / S_w. \quad (10)$$

Зовнішня сила  $V_{Ed} = 532,2 \text{ кН}$ ;  $f_{ywd} = 285 \text{ МПа}$ .

При відношенні  $V_{Ed}/b_w d = 532840/140 \cdot 1250 = 3,05$  у відповідності до графіка рис. 2.7  $\text{ctg}\theta = 2,5$ ;  $\text{tg}\theta = 0,4$ ;  $\theta = 45^\circ$ .

$$V_{Rd,s} = 0,9 \cdot 1,57 \cdot 285 \cdot 125 \cdot 2,5 / 30 = 419,5 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd \max} = 0,54 b_w d f_{cd} / (\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta) = 0,54 \cdot 140 \cdot 1250 \cdot 22 / (2,5 + 0,4) = 716896 \text{ Н} = 716,9 \text{ кН}.$$

Приймаємо менше значення  $V_{Rd,s} = 419,5 \text{ кН}$ .

Несуча здатність по похилим перерізам з урахуванням роботи бетону та поперечної арматури:

$$V_u = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 173,25 + 419,5 = 592,75 > 540 \text{ кН}.$$

Тобто умова міцності похилих перерізів для 1 – 1 задовольняється.

В перерізі 2 – 2 зовнішня поперечна сила  $V_{Ed} = 269,08 \text{ кН}$ .

Приймаємо поперечну арматуру  $2\text{Ø}10\text{A}400\text{C}$  з кроком 40 см.

$$V_{Rd,c} = 173,25 \text{ кН}. V_{Rd,s} = 0,9 \cdot 1,57 \cdot 285 \cdot 125 \cdot 2,5 / 40 = 314,6 \text{ кН}.$$

Несуча здатність перерізу:

$$V_u = 173,25 + 314,6 = 487,85 > 269,08 \text{ кН (умова міцності витримана)}.$$

Для перерізу 3 – 3  $V_{Ed} = 301,96 \text{ кН}$ .

Зовнішня сила менша ніж несуча здатність перерізу по похилим перерізам з кроком поперечної арматури 40 см.

$$301,96 < 487,85.$$

Тобто для перерізу 3 – 3 поперечна арматура може бути прийнята така ж, як для перерізу 2 – 2, тобто  $2\text{Ø}10\text{A}400\text{C}$  з кроком 40 см.

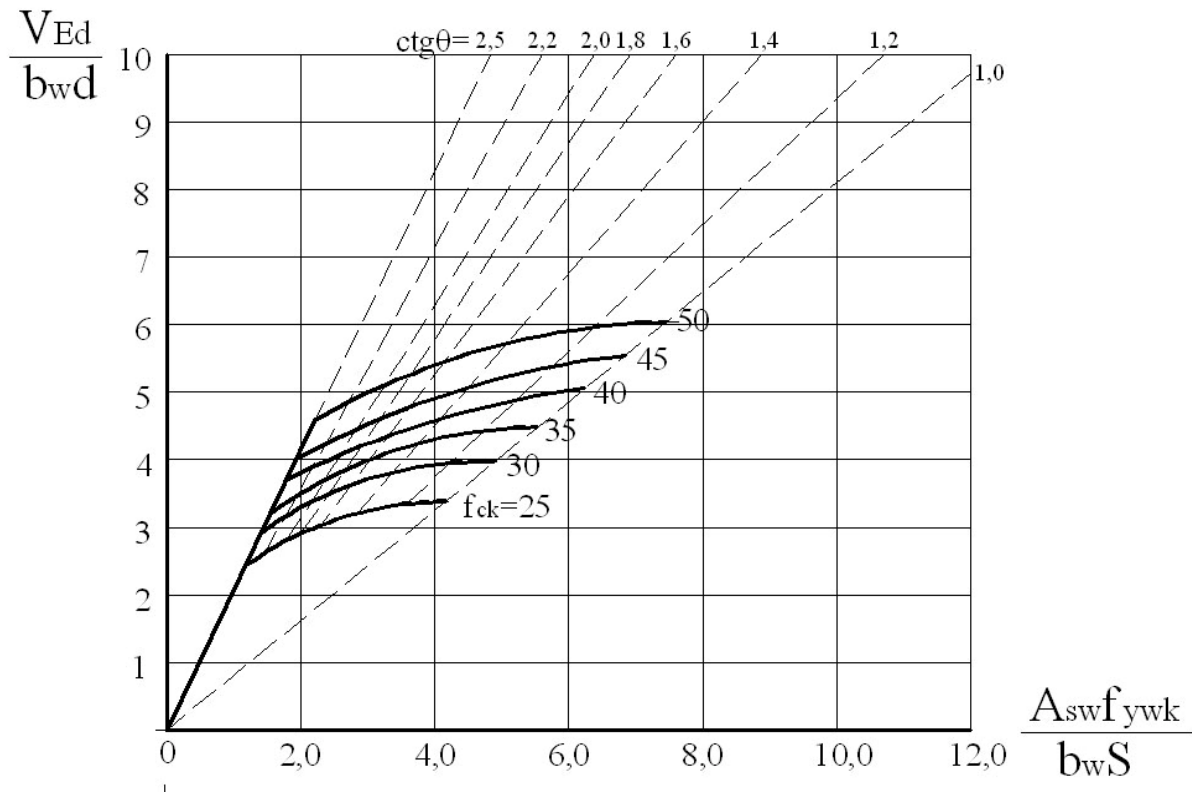


Рисунок 2.7 – Графік для визначення  $ctg\theta$

### 3 Розрахунок підкранової балки за другою групою граничних станів

#### 3.1 Розрахунок балки на тріщиностійкість

В поняття тріщиностійкості входить визначення зусилля тріщиноутворення, тобто при якому зусиллі виникає тріщина, а також ширина розкриття тріщини, якщо вона утворилась.

Спершу для заданої попередньо напруженої підкранової балки прольотом 12 м визначимо момент тріщиноутворення. Формула для його визначення має вигляд:

$$M_{crc} = f_{ctm} W_{pl} + M_{rp}, \quad (11)$$

де:  $W_{pl} = 1,5 W_c^n$  (для таврових та двотаврових перерізів);

$$f_{ctm} = 3,0 \text{ МПа} = 0,3 \text{ кН/см}^2; W_c^n = 113,3 \cdot 10^3 \text{ см}^3; A_c = 3670 \text{ см}^2;$$

$$M_{rp} = P_2(e_{0p} + r');$$

$r'$  – відстань до верхньої ядрової точки;

$$r' = W_c^n / A_c; P_2 = 1065,49 \text{ кН}; e_{0p} = 45,64 \text{ см.}$$

$$r' = 113,3 \cdot 10^3 / 3670 = 30,87 \text{ см.}$$

$$M_{rp} = 1065,49(45,64 + 30,87) = 81522,7 \text{ кН}\cdot\text{см} = 815,23 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = 0,3 \cdot 1,5 \cdot 113,3 \cdot 10^3 + 81522,7 = 50985 + 81522,7 = 132507 \text{ кН}\cdot\text{см} = 1325,07 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Зовнішній розрахунковий момент  $M = 1406,08 \text{ кН}\cdot\text{м.}$

Зовнішній характеристичний момент  $M = 1278,39$  кН·м.

Таким чином, при використанні розрахункового моменту ( $M = 1406,08$  кН·м  $> M_{crc} = 1325,07$  кН·м) тріщини утворюються і треба визначати ширину розкриття тріщин, а при врахуванні характеристичного моменту ( $M = 1278,39$  кН·м  $< M_{crc} = 1325,07$  кН·м) тріщини не утворюються.

Максимальна ширина розкриття тріщини для підкранової балки повинна складати 0,2 мм.

### 3.2 Розрахунок балки за деформаціями

При розрахунку прогинів балки вважаємо, що тріщини відсутні.

Згинаючий момент від постійного навантаження характеристичного значення:

$$M_l = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{10,417 \cdot 11,75^2}{8} = 179,775 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Момент від кранового навантаження:

$$M_{кр} = M - M_l = 1278,39 - 179,775 = 1098,62 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Кривизна від тривалої дії постійного навантаження:

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M_l \varphi(\infty, 0)}{E_{cm} I_c} = \frac{17977,5 \cdot 2}{3600 \cdot 8,7 \cdot 10^6} = 1,148 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}.$$

Кривизна від нетривалої дії кранового навантаження:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_{кр}}{E_{cm} I_c} = \frac{109862}{3600 \cdot 8,7 \cdot 10^6} = 3,5 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}.$$

Кривизна вигину від попереднього напруження:

$$\frac{1}{r_3} = \frac{P_2 e_{0p} \varphi(\infty, 0)}{E_{cm} I_c} = \frac{1065,49 \cdot 45,64 \cdot 2}{3600 \cdot 8,7 \cdot 10^6} = 3,10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}.$$

Прогин від загального експлуатаційного навантаження:

$$f_m = \left( k_{m1} \frac{1}{r_1} + k_{m2} \frac{1}{r_2} - k_{m3} \frac{1}{r_3} \right) l_0^2; \quad (12)$$

$$\begin{aligned} f_m &= \left( \frac{5}{48} 1,148 \cdot 10^{-6} + 0,1 \cdot 3,5 \cdot 10^{-6} - \frac{1}{8} 3,10 \cdot 10^{-6} \right) 1175^2 = \\ &= (0,1196 + 0,35 - 0,38) \cdot 1,175^2 \cdot 10^6 \cdot 10^{-6} = 0,1237 \text{ см}. \end{aligned}$$

Якщо  $l/h < 10$ , необхідно враховувати додатковий вплив на прогин поперечної сили  $V$ . В даному випадку  $12/1,4 = 8,5$ .

Повний прогин

$$\begin{aligned} f_{tot} &= f_m [1 + k(h/l)^2]. \quad k = 0,5 / k_{m.серед}. \\ k_{m.серед} &= (k_{m1} M_l + k_{m2} M_{кр} + k_{m3} P_2 e_{0p}) / (M_l + M_{кр} + P_2 e_{0p}); \\ k_{m.серед} &= \frac{5/48 \cdot 179,75 + 0,1 \cdot 1098,62 + 0,125 \cdot 1065,49 \cdot 0,45}{179,75 + 1098,62 + 1065,49 \cdot 0,45} = \\ &= \frac{18,72 + 109,86 + 59,93}{1757,42} = 0,1073. \end{aligned}$$

$$k = 0,5/0,1073 = 4,66.$$

$$f_{tot} = 0,1237[1+4,66 \cdot (1,4/12)^2] = 0,1237(1+0,0908) = 0,135 \text{ см.}$$

Відносний дозволений нормами прогин складає:

$$\frac{1}{600} l_0 = \frac{1}{600} 1175 = 1,958 \text{ см.}$$

Розрахунковий прогин  $f_{tot} = 0,135$  см, тобто він набагато менший допустимого прогину.

### 3.3 Розрахунок балки на витривалість

Для розрахунку приймається тільки один кран, а його загальний момент перемножується на коефіцієнт  $n = 0,6$ .

Момент від власної ваги балки та рельсу  $M_l = 179,75$  кН·м.

Момент від одного крану в середині прольоту:

$$M'_{кр} = n k_f k_l P l_0, \quad (13)$$

де:  $n = 0,6$ ;  $k_f = 1$ ;  $k_l = 0,33$  (табл. 2 додатку 1).

$$M'_{кр} = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,33 \cdot 220 \cdot 11,75 = 511,83 \text{ кН·м.}$$

Напруження в бетоні від сили стиску у крайньому нижньому волокні:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_2}{A_c} + \frac{P_2 e_{0p} y_0}{I_c} = \frac{1065,49}{3670} + \frac{1065,49 \cdot 45,64 \cdot 76,8}{8,7 \cdot 10^6} = 0,7127 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск).}$$

Напруження в бетоні у крайньому верхньому волокні:

$$\sigma'_{cp} = \frac{P_2}{A_c} - \frac{P_2 e_{0p} y'_0}{I_c} = \frac{1065,49}{3670} - \frac{1065,49 \cdot 45,64 \cdot 63,2}{8,7 \cdot 10^6} = -0,0699 \text{ кН/см}^2 \text{ (розтяг).}$$

Значення напруження в бетоні від зовнішнього навантаження з урахуванням попереднього напруження в загальному вигляді:

$$\sigma_c = \sigma_{cp} \pm \frac{M y}{I_c}.$$

При присутності крану на балці напруження в нижньому волокні:

$$\sigma_c = \sigma_{cp} - \frac{M_{\Sigma} y_0}{I_c} = 0,7127 - \frac{(179,75 + 511,83) \cdot 100 \cdot 76,8}{8,7 \cdot 10^6} = 0,1022 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск).}$$

Напруження в верхньому волокні:

$$\sigma'_c = -0,0699 + \frac{(179,75 + 511,83) \cdot 100 \cdot 63,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,4326 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск).}$$

При відсутності крану на балці і завантаження її тільки власною вагою та попереднім напруженням (нижнє волокно):

$$\sigma_c = 0,7127 - \frac{179,75 \cdot 100 \cdot 76,8}{8,7 \cdot 10^6} = 0,554 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск).}$$

Для верхнього волокна:

$$\sigma'_c = -0,0699 + \frac{179,75 \cdot 100 \cdot 63,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,0607 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск)}.$$

Коефіцієнт асиметрії циклу:

для нижнього волокна  $\rho_1 = 0,1022/0,554 = 0,1845$ ;

для верхнього волокна  $\rho_2 = 0,0607/0,4326 = 0,1403$ .

Якщо на елемент діє циклічне навантаження, коефіцієнт умови роботи для бетону  $\gamma_{c2} = \alpha_{cc}$ ; де  $\alpha_{cc} = 0,8 \div 1,0$  (чим нижче  $\rho$ , тим менше  $\alpha_{cc}$ ); приймаємо  $\alpha_{cc} = 0,8$ .

Допустимі напруження в бетоні  $[\sigma_c] = 0,8f_{cd} = 0,8 \cdot 2,2 = 1,98 \text{ кН/см}^2$ .

Найбільші напруження в бетоні  $0,554 \text{ кН/см}^2 < 1,98 \text{ кН/см}^2$ .

Тобто витривалість по бетону забезпечена.

Визначаємо витривалість арматури при циклічному завантаженні краном.

Напруження в арматурі  $A_p$  після обтиснення бетону

$$\sigma_p = 730,98 \text{ МПа} = 73,1 \text{ кН/см}^2.$$

Від дії повного завантаження одного крану та власної ваги балки

$$M_\Sigma = 179,75 + 511,83 = 691,58 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Визначаємо табличні коефіцієнти  $\alpha_m$  та  $\zeta$ .

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{691,58 \cdot 100}{2,2 \cdot 65 \cdot 125^2} = 0,0309; \zeta = 0,988.$$

$$A_{s1} = \frac{M}{\zeta f_{pd} d} = \frac{691,58 \cdot 100}{0,988 \cdot 111,25 \cdot 125} = 5,03 \text{ см}^2.$$

Напруження в арматурі

$$\sigma_{sp} = \sigma_p + f_{pd} \frac{A_{s1}}{A_s} = 73,1 + 111,25 \cdot 5,03/14,16 = 112,62 \text{ кН/см}^2 > 111,25 \text{ кН/см}^2.$$

Від завантаження тільки власною вагою балки:

$$\alpha_m = \frac{17975}{2,2 \cdot 65 \cdot 125^2} = 0,008; \zeta = 0,998.$$

$$A_{s2} = \frac{17975}{0,998 \cdot 111,25 \cdot 125} = 1,295 \text{ см}^2.$$

Напруження в арматурі

$$\sigma_{sp} = 73,1 + 111,25 \cdot 1,295/14,16 = 83,27 \text{ кН/см}^2.$$

Коефіцієнт асиметрії циклу

$$\rho = \frac{\sigma_{s.\min}}{\sigma_{s.\max}} = \frac{83,27}{112,62} = 0,7394.$$

Допустиме напруження може бути знижене на 10% по відношенню до характеристичного його значення:



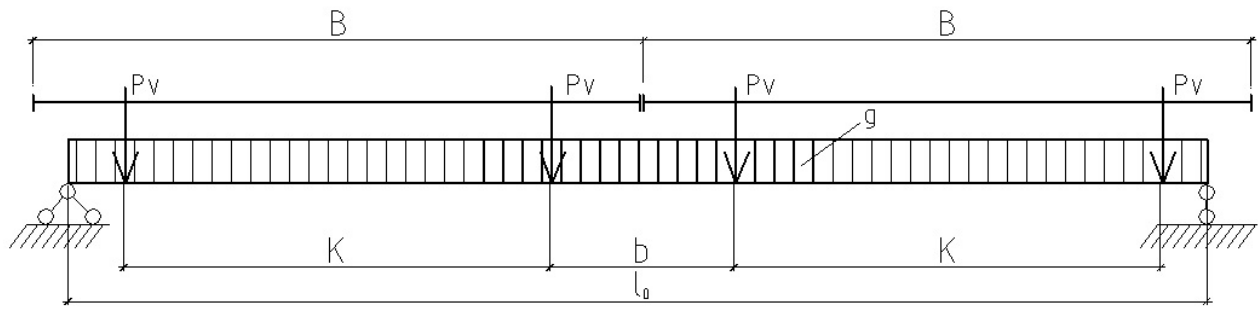
$$[\sigma_p] = 0,9f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1335 = 120,15 \text{ кН/см}^2.$$

Максимальні напруження  $\sigma_{sp} = 112,62 \text{ кН/см}^2$  менші від допустимих напружень  $120,15 \text{ кН/см}^2$ .

Витривалість по арматурі забезпечена.

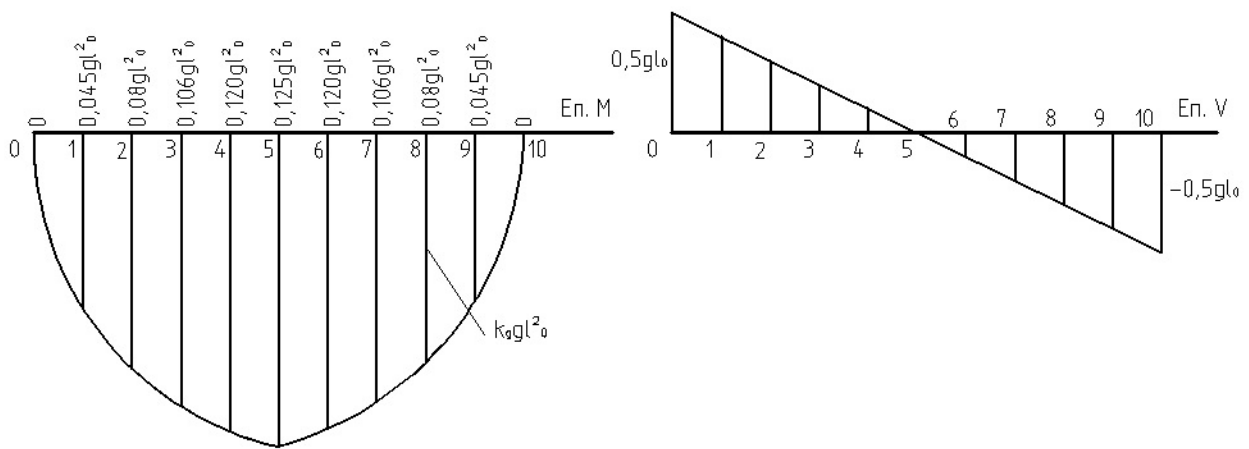
### Список джерел

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Мінрегіонбуд України, - К.,2009.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Мінрегіонбуд України, - К., 2011.
3. В.Н.Байков, Э.Е.Сигалов. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991.
4. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование /под ред. А.Я.Барашикова/. – К.: Вища шк., 1987.
5. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – К.,1998.

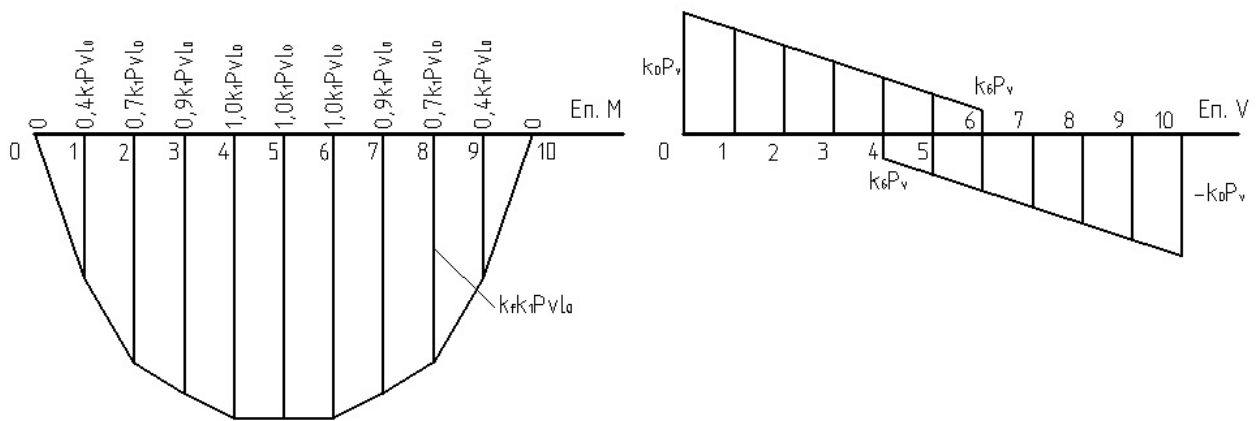


Розрахункова схема підкранової балки при завантаженні її двома кранами

а)



б)



Огинаючі епюри M та V для однопрольотної підкранової балки при завантаженні її власною вагою та двома кранами а) від власної ваги балки; б) від двох кранів

Опорні реакції з урахуванням завантаження сусідніх прольотів:

$$R = gl_0 + k_1Pv.$$

Таблиця Д1 – Коефіцієнти  $k_1, k_0, k_6, k_7$  для двох кранів

$\alpha = \frac{K}{l_0}$	Коефіцієнти	$\beta = \frac{B - K}{l_0}$								
		0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45
0,1	$k_1$	0,88								
	$k_0$	3,6								
	$k_6$	1,1								
	$k_7$	3,7								
0,15	$k_1$	0,8	0,75							
	$k_0$	3,3	3,2							
	$k_6$	0,9	0,8							
	$k_7$	8,6	3,5							
0,2	$k_1$	0,75	0,7							
	$k_0$	3,1	3							
	$k_6$	0,75	0,7							
	$k_7$	3,5	3,3							
0,3	$k_1$		0,6	0,55	0,5					
	$k_0$		2,6	2,5	2,4					
	$k_6$		0,5	0,5	0,5					
	$k_7$		3,2	3,1	3,0					
0,4	$k_1$		0,5	0,48	0,45					
	$k_0$		2,4	2,3	2,2					
	$k_6$		0,5	0,45	0,4					
	$k_7$		3,0	2,9	2,8					
0,5	$k_1$			0,43	0,4	0,38				
	$k_0$			2,2	2,1	2				
	$k_6$			0,55	0,5	0,45				
	$k_7$			2,7	2,6	2,5				
0,6	$k_1$			0,39	0,4	0,38	0,36	0,34		
	$k_0$			2,1	2	1,9	1,8	1,7		
	$k_6$			0,6	0,6	0,55	0,5	0,45		
	$k_7$			2,5	2,4	2,3	2,2	2,1		
0,7	$k_1$				0,4	0,38	0,36	0,34		
	$k_0$				1,9	1,8	1,7	1,66		
	$k_6$				0,6	0,55	0,5	0,45		
	$k_7$				2,2	2,1	2	1,95		

## Продовження таблиці Д1

0,8	$k_1$					0,38	0,36	0,34	0,32	
	$k_0$					1,75	1,7	1,65	1,6	
	$k_6$					0,55	0,5	0,45	0,4	
	$k_7$					1,95	1,9	1,85	1,8	
0,9	$k_1$					0,38	0,36	0,34	0,32	0,3
	$k_0$					1,75	1,7	1,65	0,6	1,55
	$k_6$					0,55	0,5	0,45	0,4	0,4
	$k_7$					1,85	1,8	1,75	1,7	1,65

Таблиця Д2 – Коефіцієнти  $k_1, k_0, k_6$  для одного крана

Коефіцієнти	$\alpha = A / l_0$										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$k_1$	0,5	0,45	0,4	0,36	0,32	0,28	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
$k_0$	2	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1
$k_6$	0,8	0,6	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4

Додаток 3

## Сортамент канатів

Види канатів	Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Теоретична вага 1 п.м., кг
К1400 (К7)	Ø6	0,227	0,173
	Ø9	0,51	0,402
	Ø12	0,906	0,714
	Ø15	1,416	1,116
К1500 (К19)	Ø14	1,287	1,02

## Характеристики міцності і деформативності бетону

Клас міцності бетону												Аналітична залежність /пояснення
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	
$f_{ck,cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	
$f_{cm,cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77	$f_{cm,cube} = f_{ck,cube} / (1 - 1,64 V_c)^*$
$f_{ck,prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43	
$f_{cd}$ (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
$f_{ctm}$ (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1	
$f_{ctk, 0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0	$f_{ctk, 0,05} = 0,7 f_{ctm}$ 5%-ї вибірки
$f_{ctk, 0,95}$ (МПа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	$f_{ctk, 0,95} = 1,3 f_{ctm}$ 95%-ї вибірки
$E_{cm}$ ((ГПа))	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40	
$E_{ck}$ ((ГПа))	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37	
$E_{cd}$ ((ГПа))	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34	
$\epsilon_{cl,ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02	
$\epsilon_{cl,cd}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91	
$\epsilon_{cul,ck}$ (‰)	4,5	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,4	
$\epsilon_{cul,cd}$ (‰)	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29	
$\epsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16	$\epsilon_{c3,ck} = f_{ck,prism} / E_{ck}$
$\epsilon_{c3,cd}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97	$\epsilon_{c3,cd} = f_{cd} / E_{cd}$
$\epsilon_{cu 3,ck}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16	$\epsilon_{cu 3,ck} = 0,9 \epsilon_{cul,ck}$
$\epsilon_{cu 3,cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	$\epsilon_{cu 3,cd} = 0,9 \epsilon_{cul,cd}$

\*) – величини  $f_{cm,cube}$  в таблиці наведені виходячи зі значення коефіцієнта варіації  $V_c$  рівного 13,5 %.

## Розрахункові опори ненапруженої арматури. Модуль пружності

Клас арматури	Розрахунковий опір арматури при розрахунку за I групою граничних станів, МПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^4$ , МПа
	при розтягу		при стиску, $f_{yd}'$	
	в поздовжньому напрямку, $f_{yd}$	в поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів, $f_{ywd}$		
A240C	225	170	225	21
A400C	365	285	365	21
A500C				
Ø8...22	435	300	435	21
Ø25...40	415	300	415	
B500	415	300	375	19

## Значення опору попередньо напруженої арматури. Модуль пружності

Клас арматури	Характеристичне значення опору арматури розтягу, $f_{pk}$ , МПа	Характеристичне значення умовної межі текучості 0,1%, $f_{p0,1k}$ , МПа	Коефіцієнт надійності, $\gamma_s$	Розрахунковий опір розтягу, $f_{pd}$ , МПа	Модуль пружності, $E_p \cdot 10^4$ , МПа
A600, A600C, A600K	630	575	1,2	480	19
A800, A800K, A800CK	840	765	1,2	635	19
A1000	1050	955	1,2	795	19
Bp1200	1260	1145	1,25	915	19
Bp1300	1365	1240	1,25	990	19
Bp1400	1470	1335	1,25	1065	19
Bp1500	1575	1430	1,25	1145	19
K1400(K-7)	1470	1335	1,2	1110	18
K1500(K-7)	1575	1430	1,2	1190	18
K1500(K-19)	1575	1430	1,2	1190	18

Значення коефіцієнтів  $\alpha_m$ ,  $\xi$  та  $\zeta$ 

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,01	0,996	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,334
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,1	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,940	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,20	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,50	0,800	0,320	-	-	-

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

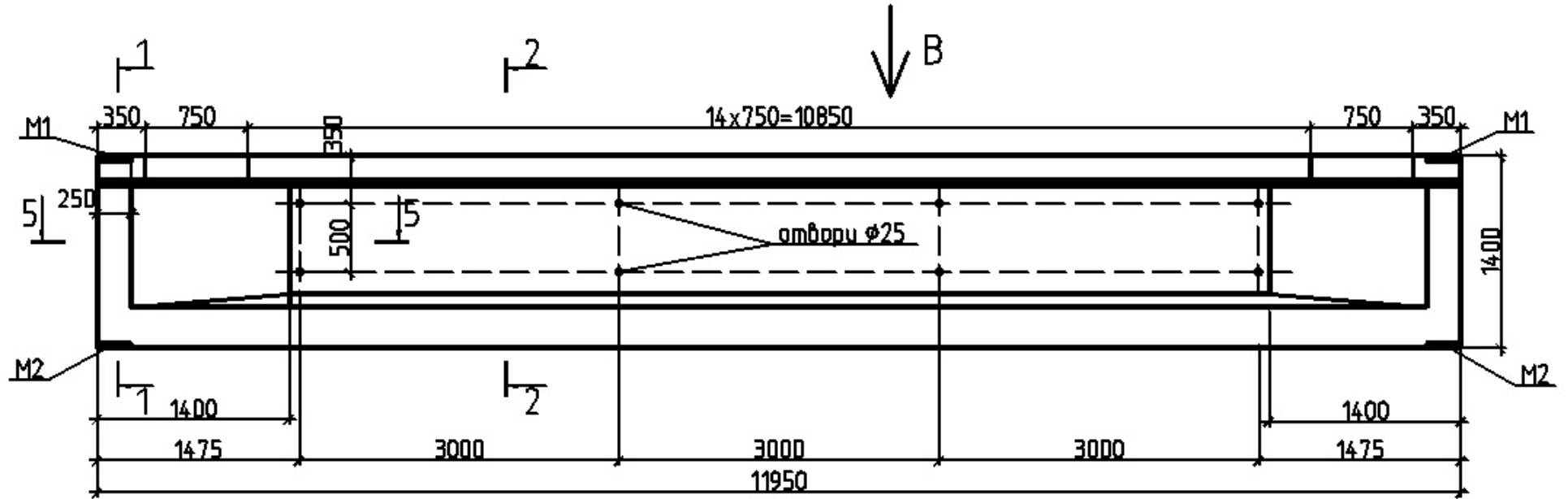
## Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760:2006

Діаметр мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup> , при кількості стержнів									Теоретична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	B500	B1200- B1500
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			+	+
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	0,187	+			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	+	+
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302				+
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	+	+		



Зразок проектного рішення підкранової балки ПБ1

33



Вид В

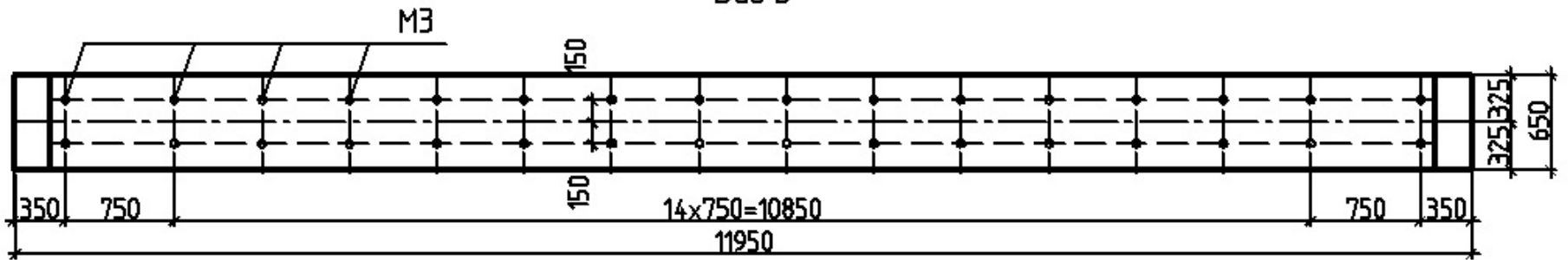
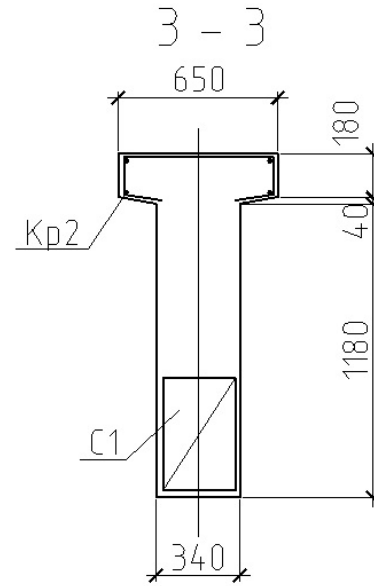
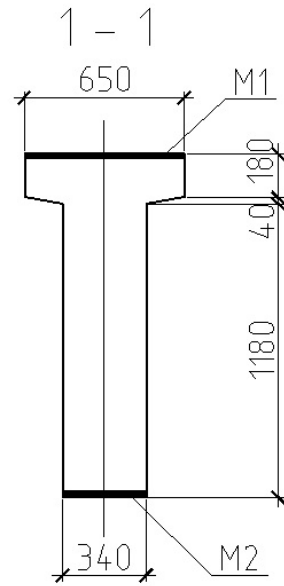
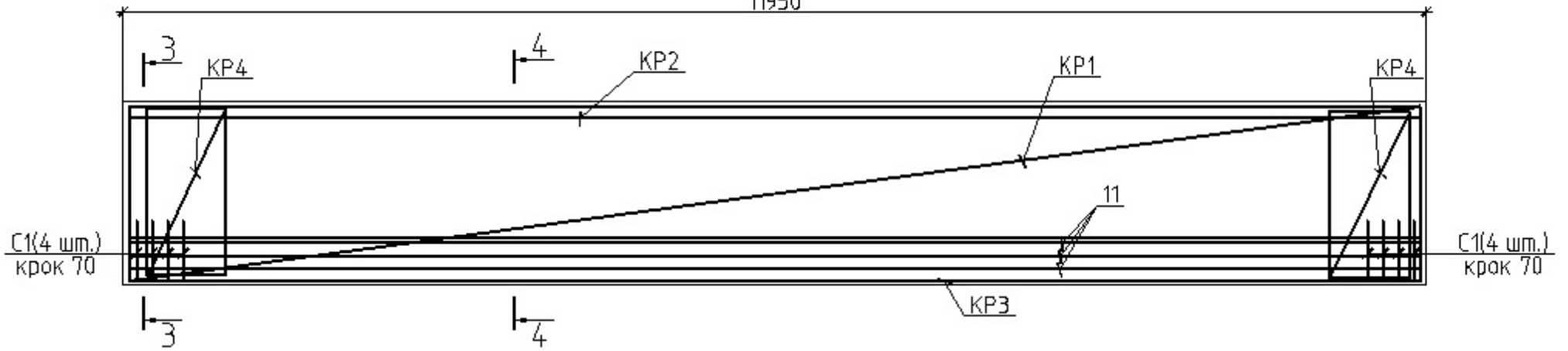
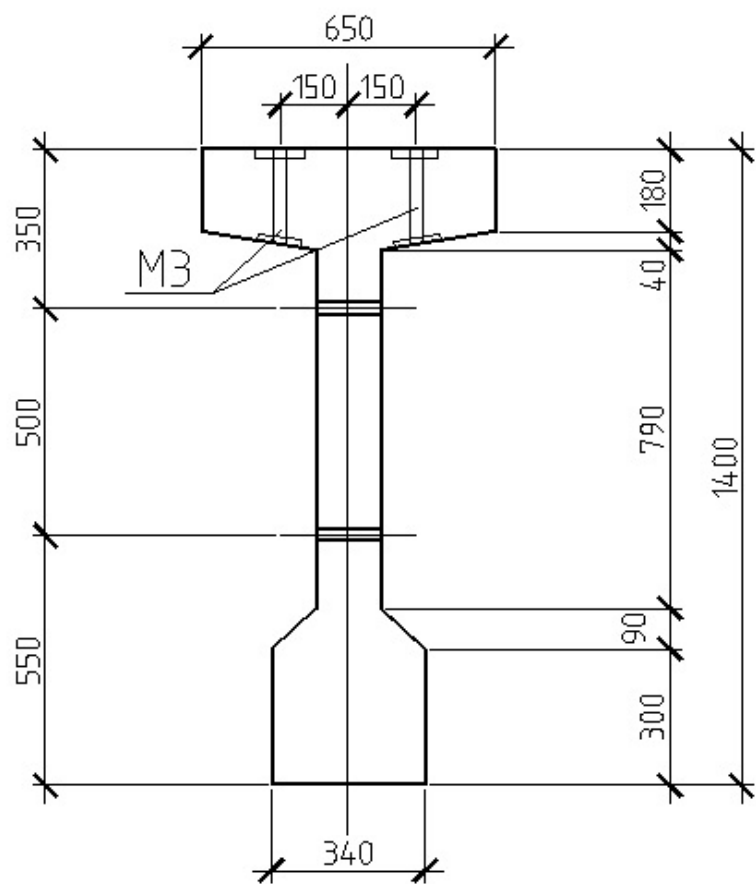


Схема армування ПБ1

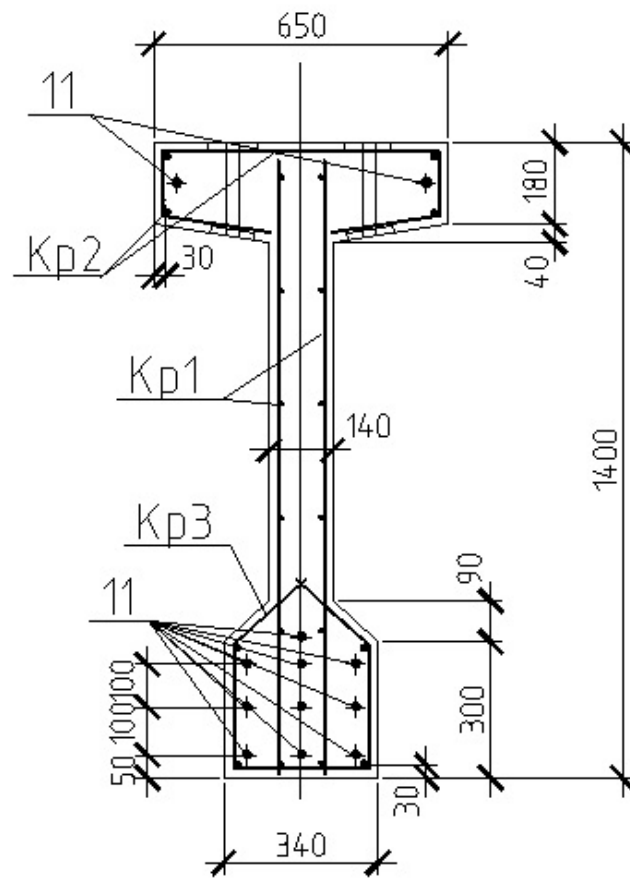
11950



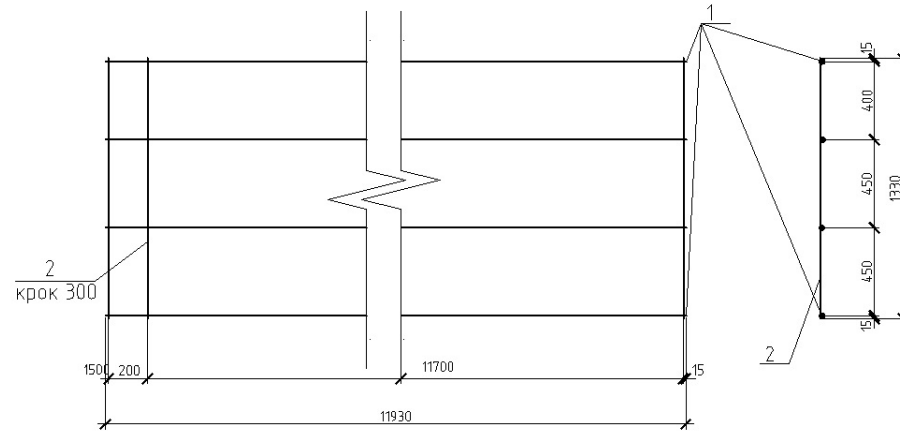
2 - 2



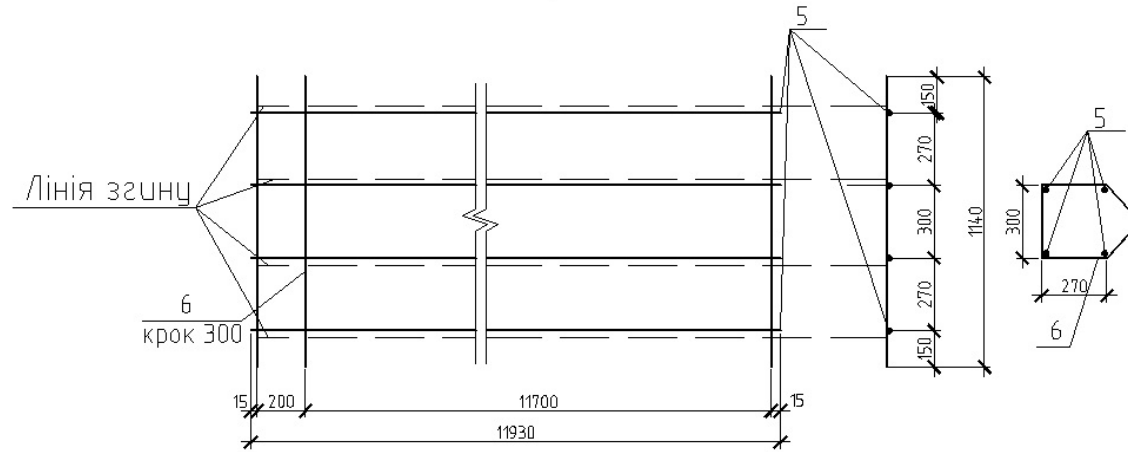
4 - 4



Кр1

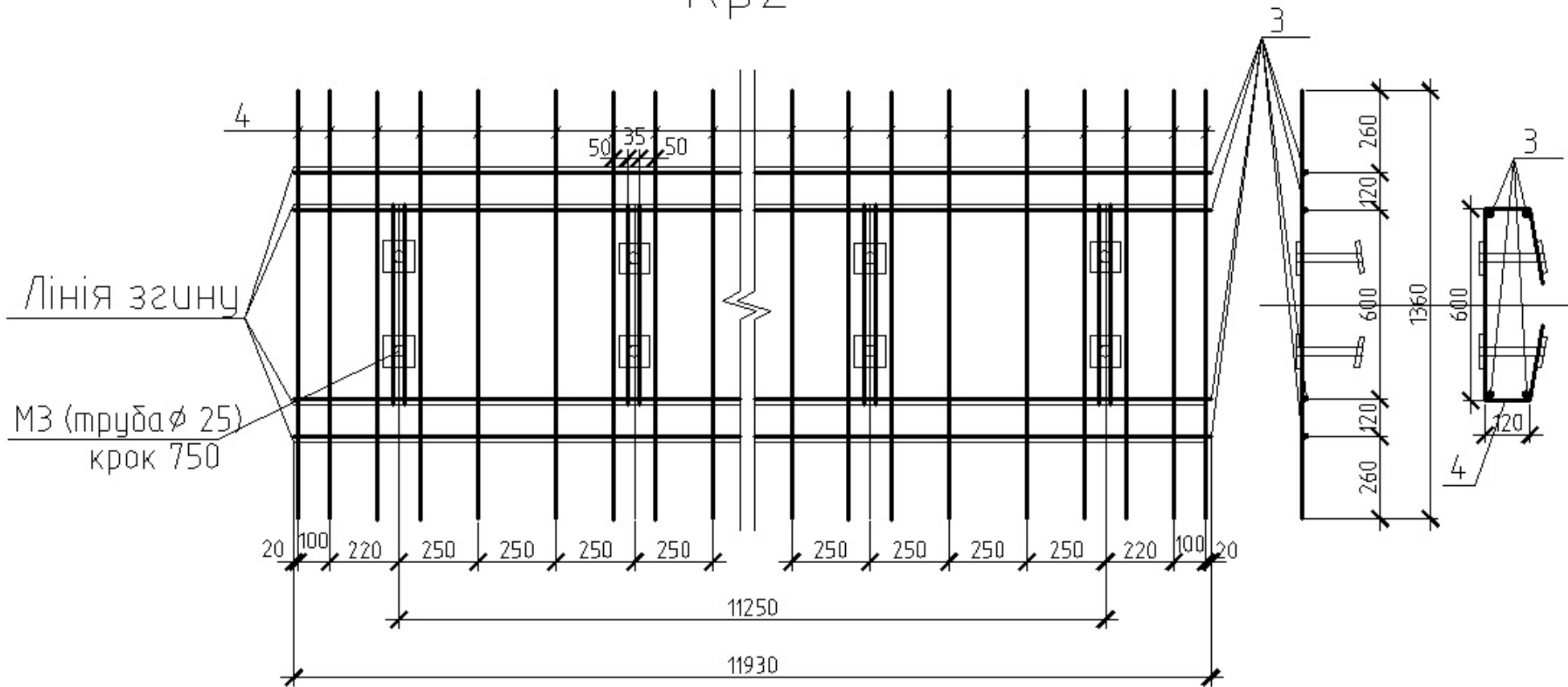


Кр3

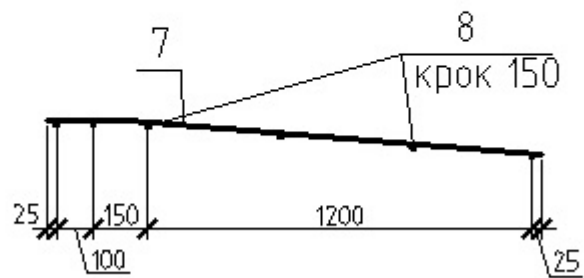
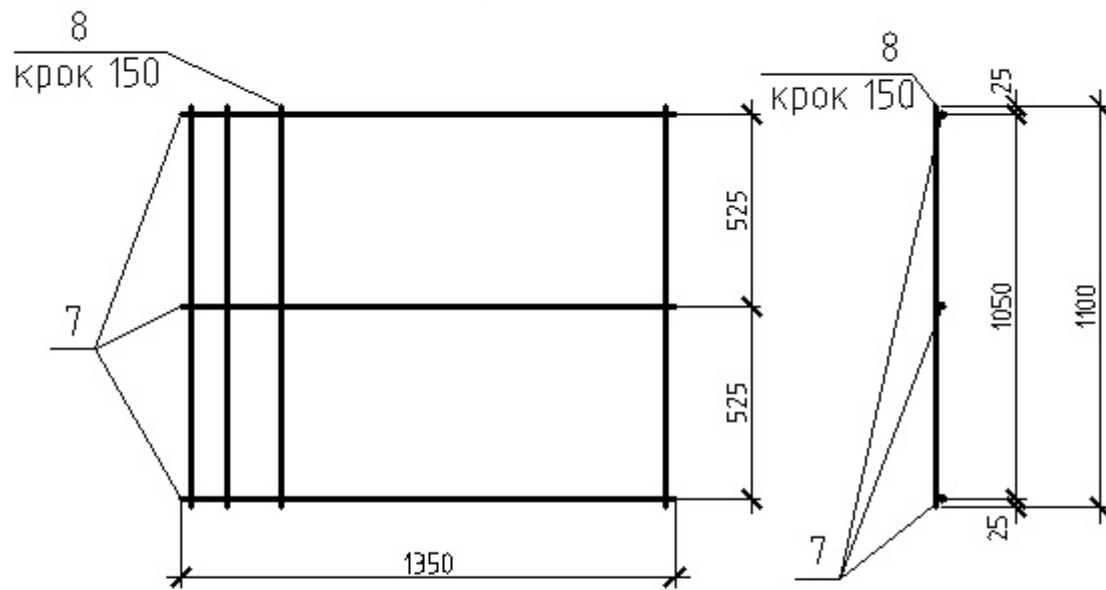


Кр2

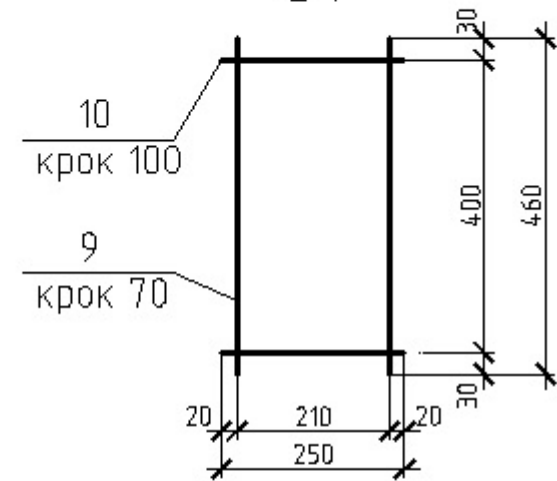
37



Кр4



С1



## Специфікація арматури

Поз.	Позначення	Наменування	Кіл.	Вага од., кг	Примітка загальна вага, кг
	КП-2-00 лист 2	Підкранова балка ПБ-1			
		Кр1 (каркас плоский)	2		
1		Ø10A400C L=11930	4	7.36	29.44
2		Ø8A400C L=1330	41	0.525	21.54
		Кр2 (каркас плоский)	1		
3		Ø12A400C L=11930	4	10.59	42.37
4		Ø5B500 L=1360	66	0.196	12.94
		Кр3 (каркас плоский)	1		
5		Ø14A400C L=11930	4	14.41	57.65
6		Ø5B500 L=1140	41	0.164	6.72
		Кр4 (каркас плоский)	4		
7		Ø10A400C L=1350	3	0.833	2.49
8		Ø5B500 L=1100	11	0.153	1.68
		Сітка С1	8		
9		Ø5B500 L=460	4	0.064	0.26
10		Ø10A400C L=250	5	0.154	0.77
		Попередньо напружена арматура			
11		Ø15K1400 L=12500	12	13.95	167.4
		Бетон С32/40 об'єм, м³	5.05		

## Відомість витрат арматурної сталі, кг

Марка елемента	Арматурні вироби									Всього, кг
	Арматура класу									
	B500		A400C					K1400		
	ДСТУ EN 10080:2009		ДСТУ 3760:2006					ГОСТ 13840-68*		
	Ø5	Всього	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Всього	Ø14	Всього	
ПБ-1	28.46	28.46	43.08	75	42.37	57.65	218.1	167.4	167.4	413.96

*Навчальне видання*

Методичні вказівки

до виконання курсового проекту № 2,  
практичних занять та самостійної роботи  
з дисципліни

**«ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ»**

*(для студентів 4–5 курсів денної і заочної форм навчання напряму  
підготовки 6.060101 «Будівництво»,  
а також слухачів другої вищої освіти  
спеціальності «Промислове і цивільне будівництво»)*

Укладачі: **ШАПОВАЛОВ** Олександр Микитович  
**ПСУРЦЕВА** Ніна Олексіївна

Відповідальний за випуск: *В. С. Шмуклер*  
За авторською редакцією  
Комп'ютерне верстання: *Н. О. Псурцева*

План 2015, поз. 4М

---

Підп. до друку 24.02.2015  
Друк на різнографі.  
Тираж 50 пр.

Формат 60×84/16  
Ум. друк. арк. 2,1  
Зам. №

Видавець і виготовлювач:  
Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Революції, 12, Харків, 61002  
Електронна адреса: [rektorat@kname.edu.ua](mailto:rektorat@kname.edu.ua)  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:  
ДК № 4705 від 28.03.2014 р.