

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Кафедра залізобетонних і кам'яних конструкцій

АТЕСТАЦІЙНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА
на тему:

«Розрахунок стиснутих залізобетонних елементів, армованих жорсткою арматурою»

Виконав:
студент Широкий Д.А.

Група ПЦБ-55
факультет будівельний
спеціальність 7.092101
«Промислове та цивільне
будівництво»

Завідуючий кафедрою залізобетонних
та кам'яних конструкцій, д.т.н. наук,
професор

Науковий керівник, к.т.н., доцент

(підпис)

(підпис)

Барашиков А.Я.

Скорук Л.М.

ЗАТВЕРДЖУЮ:
Декан будівельного факультету
к.т.н., доц. Іванченко Г.М.

«___» _____ 2012 р.

Завдання на виконання атестаційної магістерської роботи

Широкий Дмитро Анатолійович

(прізвище, ім'я, по-батькові)

Тема АМР:

Розрахунок стиснутих залізобетонних елементів, армованих жорсткою арматурою

Затверджена наказом ректора від «___» _____ 2012 р. № _____

ЗМІСТ РОБОТИ

1. Вихідні дані по роботі:

нормативні документи

2. Зміст пояснювальної записки:

*аналіз літературних джерел, теоретична частина, практичні розрахунки, висновки,
література*

3. Перелік графічного матеріалу

*графічне представлення (плакати) основних результатів досліджень та креслення
рішень прикладних задач*

4. Календарний план виконання робіт:

№ п/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Аналіз літературних джерел	16.02.12 – 29.02.11	10%
2	Теоретична частина	01.03.12 – 10.04.11	40%
3	Практичні розрахунки	11.04.11 – 30.04.11	40%
4	Висновки, література	01.05.11 – 14.05.12	10%

5. Дата видачі завдання _____ 16 лютого 2012 р.

6. Термін здачі магістрантом закінченого роботи _____ 14 травня 2012 р.

Завідуючий кафедрою залізобетонних та кам'яних конструкцій, д.т.н. наук, професор

_____ (підпис)

Барашиков А.Я.

Науковий керівник

_____ (підпис)

Скорук Л.М.

Консультанти

_____ (підпис)

Скорук Л.М.

Магістрант

_____ (підпис)

Широкий Д.А.

ЗАТВЕРДЖУЮ:
Декан будівельного факультету
к.т.н., доц. Іванченко Г.М.

«___» _____ 2012 р.

Індивідуальний план навчання
Широкий Дмитро Анатолійович

(прізвище, ім'я, по-батькові)

1. Зарахований наказом ректора КНУБА № _____ від _____ р. на спеціальність 709.2101 «Промислове та цивільне будівництво».

Термін навчання з _____ по _____

2. Науковий керівник: к.т.н., доцент Скорук Л.М.

3. Тема наукових досліджень:

4. Наукові консультанти:

5. План навчальної роботи:

№ п/п	Назва дисципліни і види робіт	Форма звітності	Примітки
1	Основи наукових досліджень	залік	
2	Педагогіка вищої школи	залік	
3	Наукова іноземна мова	залік	
4	Ліцензування і патентування	залік	
5	Вища освіта України і болонський процес	залік	
6			

Науковий керівник і тема наукового дослідження затверджена рішенням Ради будівельного факультету № _____ від _____

Примітки:

Завідуючий кафедрою залізобетонних та кам'яних конструкцій, д.т.н. наук, професор

_____ (підпис)

Барашиков А.Я.

Науковий керівник

_____ (підпис)

Скорук Л.М.

Магістрант

_____ (підпис)

Широкий Д.А.

Розрахунково-графічна записка: 76 сторінок, 34 рисунка, 2 таблиці та 18 посилань.

Ключові слова: жорстка арматура, зведений переріз залізобетонного елемента, армування, стиснуті залізобетонні елементи.

В роботі показані основні принципи розрахунку залізобетонних елементів з жорсткою арматурою. Проведені розрахунки для порівняння ефективності використання жорсткої арматури у стиснутих залізобетонних елементах з жорсткою арматурою та проведений аналіз отриманих даних.

Робота виконана на кафедрі «Залізобетонні та кам'яні конструкції» (завідуючий кафедрою, проф., док. техн. наук Барашиков А. Я.) факультету промислове та цивільне будівництво Київського національного університету будівництва та архітектури.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		2

Зміст:

1. Вступ.....	4
2. Огляд літератури	7
2.1. Основні нормативні документи, необхідні при проектуванні	7
2.2. Основні поняття та терміни	8
2.3. Основні положення по розрахунку згинальних залізобетонних елементів з жорсткою арматурою.....	9
2.3.1. Перерізи прямокутного профілю.....	10
2.3.2. Перерізи таврового профілю	15
2.4. Основні положення по розрахунку стиснутих залізобетонних елементів з жорсткою арматурою.....	19
2.4.1. Основні положення розрахунку. Врахування поздовжнього вигину.....	20
2.4.2. Розрахунок прямокутних перерізів при дії поздовжньої сили у площині симетрії	21
3. Загальна ідея практичного розрахунку	26
3.1. Розрахункові задачі. Розрахунок колони рамного каркасу з використанням жорсткої арматури різних профілів	27
4. Аналіз результатів розрахунку	49
5. Використання комп'ютерних програм для розрахунку	53
6. Висновки	57
Список використаної літератури	59
Додатки	

1. Вступ

Головним завданням при проектуванні залізобетонних конструкцій є розрахунок армування. Арматура в залізобетонних конструкціях встановлюється переважно для сприйняття розтягуючих зусиль та підсилення бетону стислих зон конструкцій. Необхідну кількість арматури визначають розрахунком елементів конструкцій на навантаження і впливи.

В даний час будується все більше висотних будівель у зв'язку з недостатньою кількістю земельних ділянок та величезної кількості інших причин, що впливають на вибір поверховості. У більшості випадків будівлі виконуються за каркасною схемою з монолітних залізобетонних конструкцій. Дане конструктивне рішення дозволяє повним чином використовувати архітектурні задуми в рішенні задач планування приміщень будівлі і в той же час істотно знизити навантаження на основу. У зв'язку з цим навантаження, що приходять на нижні колони каркаса будівлі, виявляється дуже великим.

В цьому випадку запроектувати колони виявляється досить проблематично, оскільки відбувається перенасичення арматурою перерізів колон і коефіцієнт армування може доходити до 30%. Далі в процесі будівництва при бетонуванні колон майже завжди виникає багато проблем, що негативно позначаються на якості конструкції: порушення технології виготовлення, доставки та догляду за бетонною сумішшю, порушення вимог щодо монтажу та догляду за бетоном тощо. Неможливість якісно виконати бетонування оголовків колон також згодом позначається на появі тріщин у кам'яній кладці за рахунок зменшення будівельного зазору між перекриттями і самонесучими стінами. Тому традиційні проектні рішення монолітних залізобетонних конструкцій вже

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		4

не можуть повною мірою відповідати сучасним вимогам по надійності та довговічності.

Економічним і надійним рішенням даних проблем є вже давно відомий у будівельній науці підхід по влаштуванню жорсткої арматури в монолітних залізобетонних колонах. У якості жорсткої арматури можуть використовуватися сталеві зварні та прокатні профілі. Використання даної технології істотно збільшує працездатність і надійність колон каркаса багатопверхових будівель і по суті є безальтернативним.



Рис. 1.1 Будівництво багатофункціонального комплексу «Sky towers»

Також жорстку арматуру використовують, щоб не робити складних риштувань, споруджуючи каркаси висотних будівель та споруд. Жорстка арматура у вигляді прокатних двотаврів, швелерів, кутиків до затвердіння

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		5

бетону працює як металева конструкція та сприймає навантаження від власної ваги, ваги опалубки, що підвішується до неї і свіжо укладеної бетонної суміші.[4]



Рис. 1.2 Будівництво багатофункціонального комплексу «Sky towers»

Експериментальні дослідження показали, що жорстка арматура у вигляді сталевих профілів і зварних просторових каркасів працює спільно з бетоном аж до зруйнування. При цьому міцність бетону і арматури з площадкою текучості використовуються повністю. Несуча здатність залізобетонних елементів з жорсткою арматурою не залежить від початкових напружень у ній, що виникають у період зведення конструкції.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		6

2. Огляд літератури

В наш час всупереч прогресу в області проектування будівельних конструкцій дуже мало уваги приділено розрахунку конструкцій з жорсткою арматурою. Про залізобетонні елементи з жорсткою згадується у підручниках по залізобетонних конструкціях для вищих учбових закладів [1,4,5,6]. Дещо згадується у «ДБН В.2.3–14:2006. Мости та труби» [7]. Більш насичено про розрахунок таких конструкцій можна дізнатися з «Руководства по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой». Але, на жаль, цей довідник видавався у 1978 році і за весь час не був оновлений та перевиданий.

В умовах сучасного будівництва усі проектні компанії для розрахунків будівельних конструкцій користуються електронними програмними комплексами такими, як SCAD, Ліра тощо. Але в жодному з них не можна обчислити залізобетонні елементи з жорсткою арматурою. Це дуже великий мінус, так як при проектуванні у масштабах, які будівельники мають у наш час, практично неможливо виконувати розрахунок несучих конструкцій будівель та споруд «вручну».

2.1. Основні нормативні документи, необхідні при проектуванні

Єдиним документом, що описує розрахунок залізобетонних елементів з жорсткою арматурою є «Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой» [3]. Посібник розроблений НИИЖБ Госстроя СРСР та видано у 1978 році. Посібник містить рекомендації з проектування залізобетонних конструкцій з жорсткою арматурою з профільної і листової сталі. У даному Посібнику наведені основні положення з проектування, застосовувані марки бетону і сталі, методи розрахунку по міцності згинальних та стислих елементів,

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		7

рекомендації для розрахунку за деформаціями і розкриття тріщин згинальних елементів, конструктивні вимоги. В Посібнику дані графіки для розрахунку стиснутих елементів з жорсткою арматурою і приклади розрахунку, що охоплюють найбільш типові випадки, що зустрічаються в практиці проектування.

Основним нормативним документом для проектування залізобетонних конструкцій є ДБН В.2.6-98: 2009 [9]. Ці норми розповсюджуються на всі типи бетонних і залізобетонних конструкцій, що використовують у промисловому, цивільному, транспортному та інших галузях будівництва на дію будь-яких видів навантажень та впливів і які виготовляють з важкого та легкого бетонів та з усіх видів арматури. Ці норми призначені для застосування у поєднанні з нормативними документами одним з яких є ДСТУ Б В.2.6-156: 2010 [7].

В даному стандарті наведені основні правила, методи розрахунку та проектування бетонних та залізобетонних конструкцій промислових, громадських будівель та споруд з важкого конструкційного бетону, які забезпечують виконання основних вимог ДБН В.2.6-98 щодо забезпечення несучої здатності, придатності до експлуатації, надійності та здатності конструкцій зберігати необхідні експлуатаційні якості на протязі усього терміну служби.

2.2. Основні поняття та терміни

Жорстка арматура - арматура, жорсткість якої в десятки раз перевищує жорсткість звичайного арматурного стержня (наприклад, сталевий прокатний профіль).

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		8

Гнучка арматура - лінійно протяжний сталевий елемент у конструкції з бетону, призначений для сприйняття розтягувальних або стискальних зусиль.

Зведений переріз - переріз, отриманий додаванням до площі бетону площі сталі, помноженої на коефіцієнт α , який є відношенням модуля пружності сталі до модуля пружності бетону.

2.3. Основні положення по розрахунку згинальних залізобетонних елементів з жорсткою арматурою.

Жорстку арматуру використовують у монолітних залізобетонних конструкціях, щоб не робити складних риштувань, споруджуючи каркаси будівель підвищеної етажності та інші висотні об'єкти. Тоді жорстка арматура в процесі будівництва сприймає навантаження від опалубки свіжо укладеного бетону і монтажних пристроїв. Після того, як бетон досягне проектної міцності, жорстка арматура бере участь у спільній роботі перерізу залізобетонної конструкції.

Застосовувати жорстку арматуру найраціональніше в конструкціях, вага яких не перевищує 25 % повного навантаження, оскільки в цьому випадку сталь не перевитрачається.

Експериментальні дослідження показали, що жорстка арматура у вигляді сталевих профілів і зварних просторових каркасів працює спільно з бетоном аж до зруйнування. При цьому міцність бетону і арматури з площиною текучості використовуються повністю. Несуча здатність залізобетонних елементів з жорсткою арматурою не залежить від початкових напружень у ній, що виникають у період зведення конструкції.

Переріз жорсткої арматури визначають розрахунком на монтажні навантаження в стадії будівництва. Якщо за розрахунком залізобетонного

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		9

елемента на експлуатаційні навантаження потрібно збільшити площу арматури, додають необхідну кількість гнучкої арматури.[1]

2.3.1. Перерізи прямокутного профілю

Міцність прямокутного перерізу з жорсткою арматурою оцінюють залежно від положення нейтральної осі відносно жорсткої арматури.

Якщо нейтральна вісь не перетинає профілю жорсткої арматури - $x < \bar{a}$ (рис. 2.1.), то умови міцності мають вигляд:

$$R_b b x + R_{sc} A'_s = R_{sa} A_a + R_s A_s; \quad (2.1)$$

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) \quad (2.2)$$

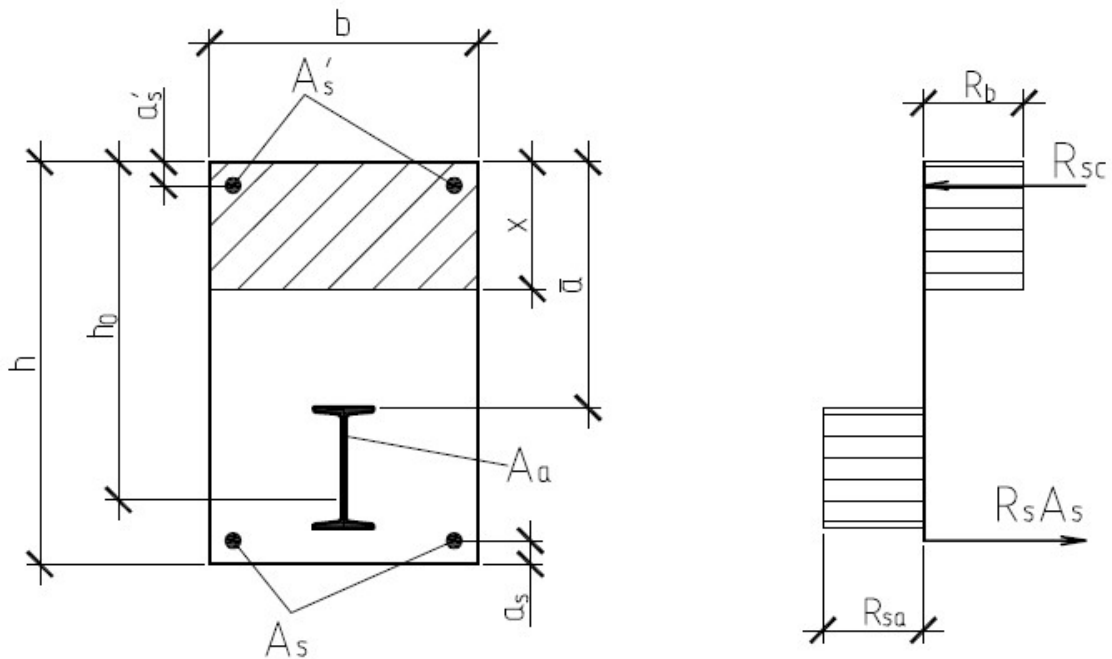


Рис. 2.1. Схема розподілу зусиль у прямокутному залізобетонному елементі при $x < \bar{a}$.

Висоту стиснутої зони визначають з рівняння (2.1):

$$x = \frac{R_{sa} A_a + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \leq \bar{a} \quad (2.3)$$

Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_{sa}A_a + R_s A_s - R_{sc}A'_s}{R_b b h_0} \quad (2.4)$$

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\bar{R}_s}{400} \left(1 - \frac{\xi_0}{1,1}\right)} \quad (2.5)$$

Якщо $\xi > \xi_R$ міцність перерізу перевіряють з умови

$$M \leq R_b b h_0^2 \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) + R_{sc} A_s (h_0 - a'_s) \quad (2.6)$$

У формулах (2.1) ... (2.6) R_{sa} — розрахунковий опір жорсткої арматури під час розтягання і стискання; A_a — площа перерізу жорсткої арматури; $h_0 = h - a_1$ — робоча висота перерізу, що дорівнює відстані від стиснутої грані бетону до рівнодійної зусиль у розтягнутій жорсткій та гнучкій арматури; \bar{a} — відстань від стиснутої грані бетону до осі верхньої полиці жорсткої арматури; \bar{R}_s — найбільша з величин розрахункових опорів гнучкої або жорсткої арматури.

Якщо нейтральна вісь перетинає стінку профілю жорсткої арматури $x > \bar{a}$ (рис. 2.2.), то стискувальне зусилля у верхній частині профілю в стиснутій зоні в разі складання рівняння $\sum X = 0$ врівноважується розтягувальним зусиллям симетричної і рівновеликої за площею частини профілю в розтягнутій зоні. Тому в розтягнутій зоні враховують лише частину розтягувального зусилля, що припадає на вертикальну стінку завтовшки t_ω і площею $2t_\omega(r - x)$, яка залишається невривноваженою (r — відстань від стиснутої грані бетону до центра ваги жорсткого профілю). Тоді рівняння (2.1) можна записати у вигляді:

$$R_b b x + R_{sc} A'_s = 2R_{sa}(r - x)t_\omega + R_s A_s; \quad (2.7)$$

звідки

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		11

$$x = \frac{2R_{sa}rt_{\omega} + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b + 2R_{sa} t_{\omega}} \leq \bar{a} \quad (2.8)$$

або

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_{sa} A_a + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b h_0} \quad (2.9)$$

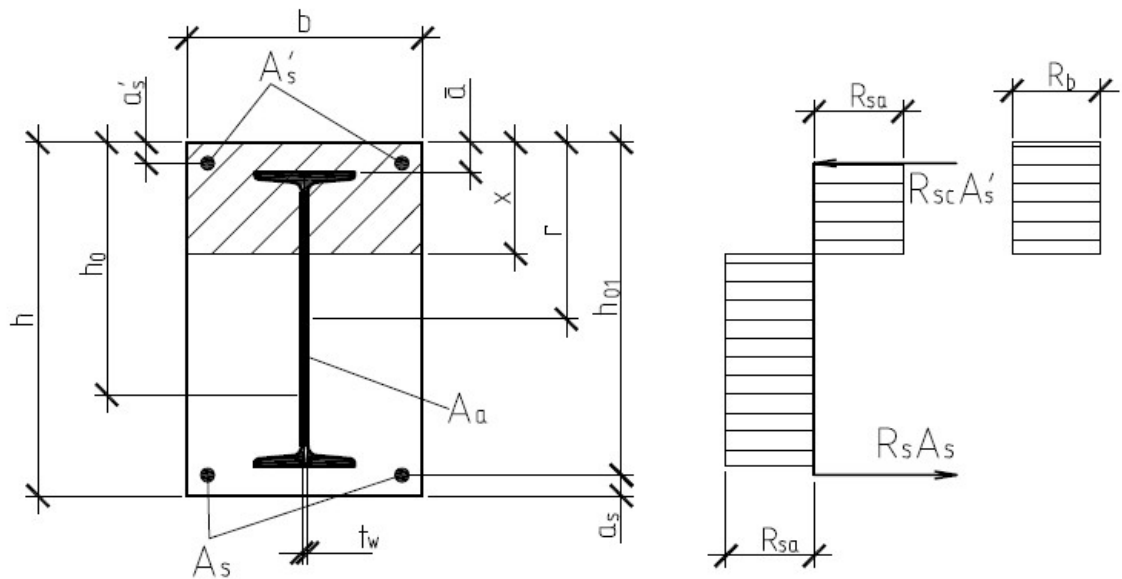


Рис. 2.2. Схема розподілу зусиль у прямокутному залізобетонному елементі при $x > \bar{a}$.

Складаючи друге рівняння $\sum M = 0$, частину внутрішнього згинального моменту, що сприймається жорстким профілем, розташованим в обох зонах, визначають як добуток пластичного моменту опору профілю W_{pl} на розрахунковий опір R_{sa} . Для двотаврових та таврових перерізів

$$W_{pl} = 1,17W \quad (2.10)$$

де W — пружний момент опору жорсткої арматури, що визначається за сортаментом.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

Оскільки під час складання рівняння $\sum M = 0$ згинальні моменти обчислюють відносно нейтральної осі залізобетонного перерізу, яка не збігається з геометричною віссю жорсткої арматури, вводять поправку до пластичного моменту опору W_{pl} , яка виражається пластичним моментом опору частини стінки жорсткої арматури між її геометричною віссю і нижньою границею стиснутої зони перерізу, тобто

$$2(r-x)t_{\omega} \frac{r-x}{2} = (r-x)^2 t_{\omega}$$

Тоді рівняння (2.2) набуде вигляду:

$$M \leq 0,5R_b b x^2 + R_{sc} A'_s (x - a'_s) + R_s A_s (R_{01} - x) + R_{sa} [W_{pl} + (r-x)^2 t_{\omega}] \quad (2.11)$$

При цьому має виконуватись умова $\xi \leq \xi_R$.

Для несиметричної жорсткої арматури з підсиленою розтягнутою зоною жорстку арматуру заміняють у розрахунку симетричною, а надмір площі жорсткої арматури враховують, як гнучку арматуру у величині A_s .

Нейтральна вісь перетинає полицю профілю жорсткої арматури $x = \bar{a}$ (рис. 2.3.)

Якщо в результаті обчислення за формулою (2.3) виявиться, що нейтральна вісь перетинає профіль жорсткої арматури ($x > \bar{a}$), а в результаті розрахунку за формулою (2.8) не перетинає профілю ($x < \bar{a}$), то припускається, що нейтральна вісь проходить у межах товщини верхньої полиці профілю жорсткої арматури. При цьому верхню полицю, яка лежить на нейтральній осі, виключають з розрахунку як неробочу.

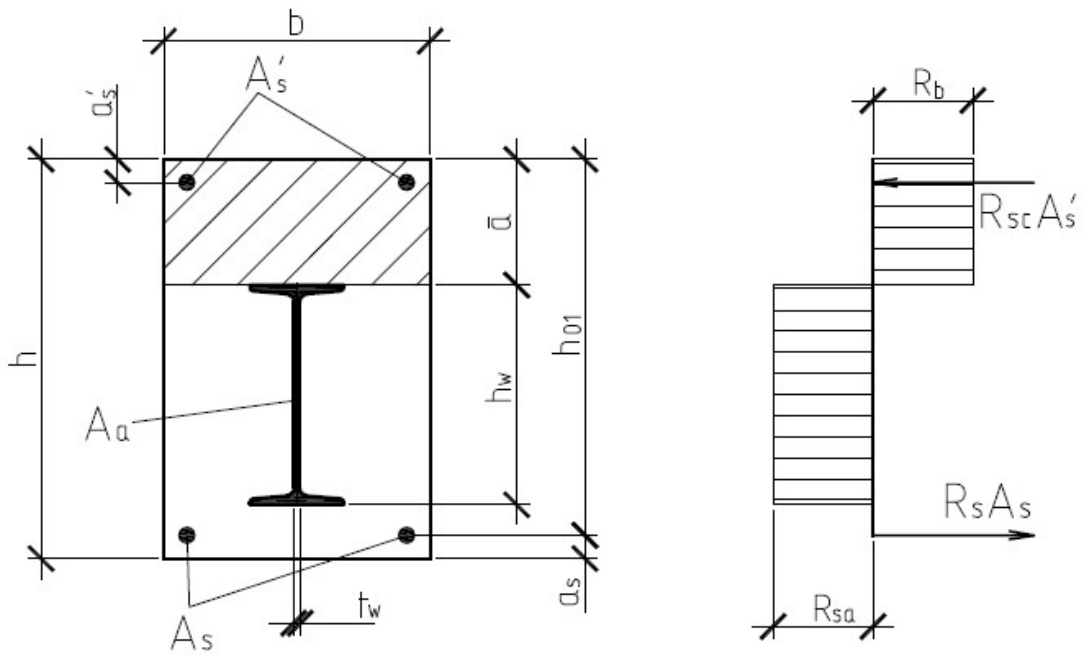


Рис. 2.3. Схема розподілу зусиль у прямокутному залізобетонному елементі при $x = \bar{a}$.

Тоді ($x = \bar{a}$), і умову міцності записують як суму моментів усіх зовнішніх та внутрішніх сил відносно нейтральної осі:

$$M = \frac{b\bar{a}^2}{2} + R_{sc}A'_s(\bar{a} - a'_s) + R_sA_s(h_{01} - \bar{a}) + R_{sa}\left(A_{sf} + \frac{t_w h_w}{2}\right)h_w \quad (2.11)$$

При цьому має виконуватись умова:

$$\xi = \bar{a}/h_0 \leq \xi_R$$

де h_0 визначають з розрахунку при $x < a$.

Якщо $\xi > \xi_R$ то міцність перерізу перевіряють за формулою (2.6).

У формулі (2.11) A_{sf} — площа перерізу полиці жорсткого профілю, яка розташована в розтягнутій зоні; h_w — висота стінки жорсткої арматури.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

2.3.2. Перерізи таврового профілю.

Їх розраховують залежно від положення нейтральної осі. Якщо нейтральна вісь проходить у межах полиці, тобто $x \leq h'_f$, то розрахунок виконують як для прямокутного перерізу з шириною, що дорівнює розрахунковій ширині полиці b'_f . При цьому ширину полиці, яку вводять у розрахунок, приймають таку саму, як і для елементів таврового профілю з гнучкою арматурою.

Якщо нейтральна вісь перетинає ребро, тобто $x > h_f$, то розрахунок виконують з урахуванням стискання у ребрі. При цьому можливі три випадки розрахунку міцності перерізу залежно від положення нейтральної осі відносно профілю жорсткої арматури.

Якщо нейтральна вісь не перетинає стінку профілю жорсткої арматури $x < \bar{a}$ (рис. 2.4.), то рівняння міцності має вигляд:

$$R_b b x + R_b (b_f - b) h_f^i + R_{sc} A'_s = R_{sa} A_a + R_s A_s \quad (2.12)$$

звідси

$$x = \frac{R_{sa} A_a + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b} \leq \bar{a} \quad (2.13)$$

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		15

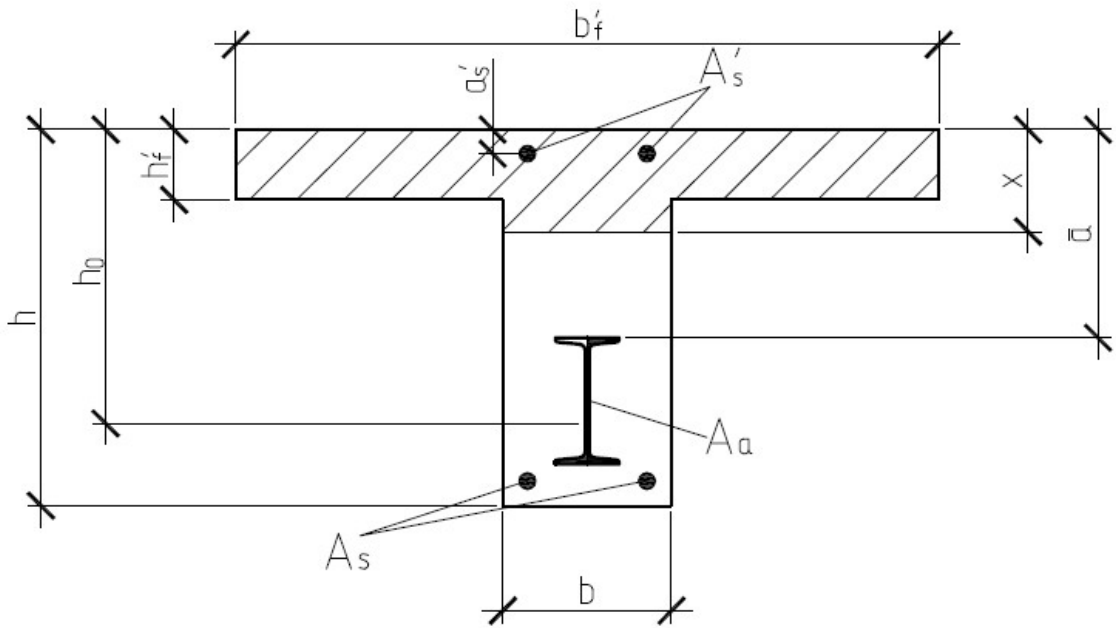


Рис. 2.4. Схема розподілу зусиль у залізобетонному елементі таврового профілю при $x < \bar{a}$.

При $x \leq \xi_R h_0$

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) \quad (2.14)$$

Якщо умова $x \leq \xi_R h_0$ не задовольняється, міцність перевіряють при $x = \xi_R h_0$.

Якщо нейтральна вісь перетинає стінку профілю жорсткої арматури $x > \bar{a}$ (рис. 2.5), то умови міцності набувають вигляду:

$$R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f + R_{sc} A'_s = 2R_{sa} (r - x) t_\omega R_s A_s, \quad (2.15)$$

звідси

$$x = \frac{2R_{sa} r t_\omega + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b + 2R_{sa} t_\omega} > a \quad (2.16)$$

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

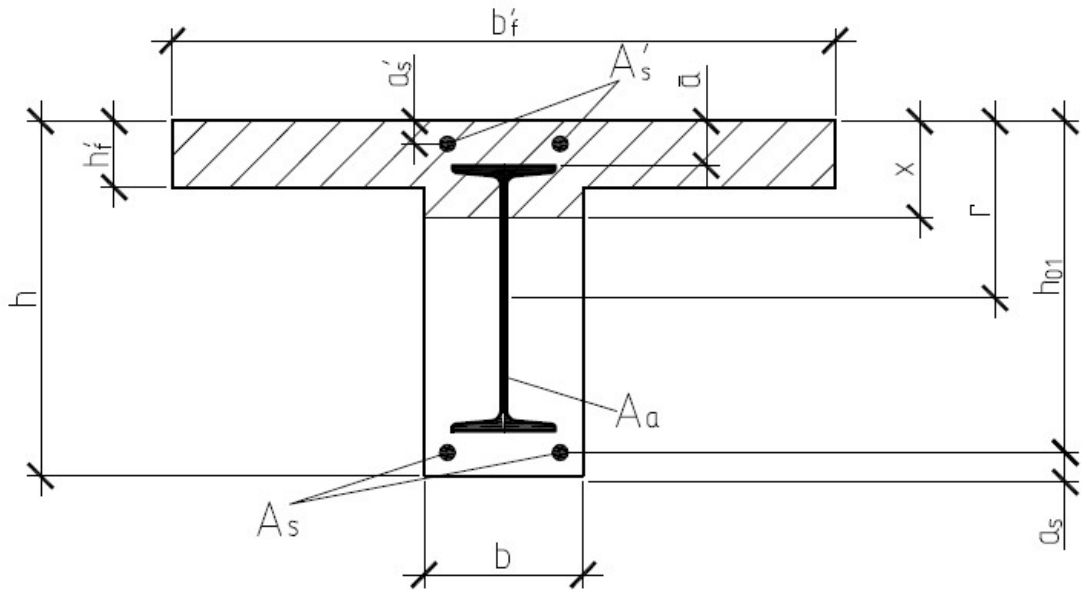


Рис. 2.5. Схема розподілу зусиль у залізобетонному елементі таврового профілю при $x > \bar{a}$.

Коли $x \leq \xi_R h_0$

$$M \leq R_b [(b'_f - b)h'_f(x - 0,5h'_f) + 0,5bx^2] + R_{sc}A'_s(x - a'_s) + R_{sa}[W_{pl} + (r - x)^2 t_\omega] + R_s A_s (h_{01} - x) \quad (2.17)$$

При несиметричному профілі жорсткої арматури переріз розраховують, як прямокутний.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

Нейтральна вісь перетинає полицю профілю жорсткої арматури.(рис. 2.6.)

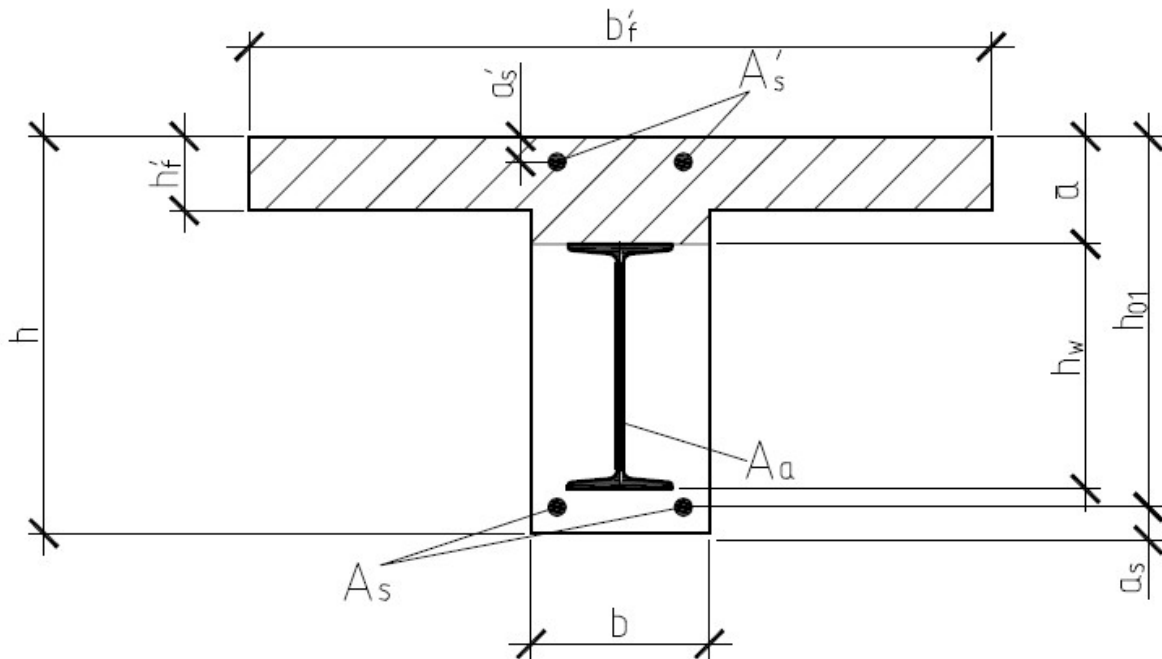


Рис. 2.6. Схема розподілу зусиль у залізобетонному елементі таврового профілю при $x = \bar{a}$.

Якщо з формули (2.12) $x > \bar{a}$, а з (2.15) $x < \bar{a}$, то міцність перерізу визначають, припустивши, що нейтральна вісь лежить у межах полиці профілю ($x = \bar{a}$), з умови

$$M \leq R_b [(b'_f - b)h'_f(\bar{a} - 0,5h'_f) + 0,5b\bar{a}^2] + R_{sc}A'_s(\bar{a} - a'_s) + R_{sa}h_w \left(A_{sf} + \frac{t_\omega h_\omega}{2} \right) + R_s A_s (h_{01} - \bar{a}). \quad (2.18)$$

Якщо $a > \xi_R h_0$, міцність перерізу перевіряють за формулою (2.14) при $x = \xi_R h_0$.

Наведені формули можна застосовувати в разі використання як жорсткої арматури прокатних профілів із вуглецевої сталі звичайної якості класів С 38/23 марки Ст. 3. В разі використання прокатних профілів з низьколегованої сталі класу С 48/33 марок 10Г2С1 та 14Г2 враховують

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		18

коефіцієнт умов роботи $\gamma_s = 0,9$, на який множать розрахунковий опір жорсткої арматури R_{sa} .

2.4. Основні положення розрахунку стиснутих залізобетонних елементів з жорсткою арматурою

Залізобетонні конструкції з жорсткою арматурою застосовують у спорудах, де вона виключає необхідність використовувати риштування. Опалубку підвішують безпосередньо до арматури. У такий спосіб у період зведення будівлі чи споруди до затужавлення бетону жорстка арматура працює, як сталева конструкція. Її розраховують за нормами проектування металевих конструкцій на дію навантажень, що виникають під час будівництва (вага бетону та опалубки, вітрові та монтажні навантаження).

Після того, як бетон набуде проектної міцності, жорстка арматура працює на експлуатаційні навантаження в складі залізобетонних елементів.[1]

За жорстку арматуру може правити прокатна сталь двотаврового, швелерного чи кутикового профілю або зварні елементи з листової, штабової чи круглої сталі.

Способи армування жорсткої арматури наведено на *рис. 3.1*. Прокатні профілі жорсткої арматури по висоті конструкції з'єднують горизонтально чи похило розташованими планками. Найбільше допустиме насичення арматурою 15 %. При більшому насиченні можливе відшарування бетону. Винятком є ядрове армування, при якому площа поздовжньої і гнучкої арматури може досягати 25 %. При більшому проценті армування бетон не бере участі в роботі перерізу елемента і є захисною оболонкою. Жорстку арматуру типу осердя, а також хрестового, хрестово-діагонального і коробчастого перерізів рекомендується застосовувати при малих ек-

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		19

сцентриситетех.[3]

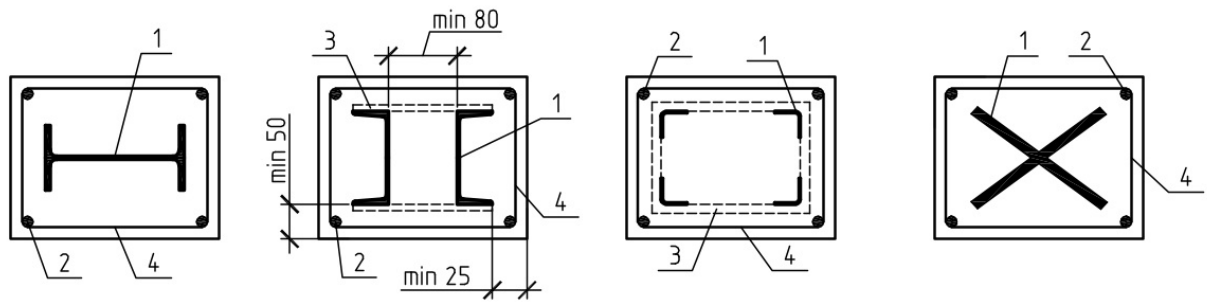


Рис. 3.1. Перерізи колон з жорсткою арматурою: 1 — арматура жорстка; 2 — те саме, гнучка; 3 — планка; 4 — хомут

Гнучку арматуру рекомендується встановлювати в усіх випадках. Діаметр поздовжніх гнучких стержнів монолітних конструкцій приймають не меншим за 12 і не більшим за 40 мм. їх зв'язують арматурою. Діаметр хомутів приймають не меншим за 8 мм, крок їх — на більшим від половини меншого розміру перерізу і на більшим за 200 мм. Хомути приварюють до поздовжньої гнучкої арматури. Клас бетону приймають не нижчий за B15. Захисний шар бетону для жорсткої арматури має бути не менш як 50 мм. Відстань у простві між окремими вітками жорсткої, а також між окремими стержнями гнучкої арматури призначають, виходячи з вимог укладання та ущільнення бетонної суміші.

2.4.1. Основні положення розрахунку. Врахування поздовжнього вигину.

Монолітні конструкції з жорсткою арматурою розраховують у таких стадіях роботи:

- до набуття бетоном кубикової міцності 10 МПа — як металеві конструкції на дію транспортних та монтажних навантажень, від монолітного бетону та інших навантажень, що виникають у процесі зведення будівлі чи споруди;

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		20

- після досягнення бетоном проектної міцності — як залізобетонні конструкції з жорсткою арматурою на повне навантаження. У розрахунку на міцність залізобетонних елементів приймають, що попереднє завантаження жорсткої арматури до бетонування в процесі зведення будівлі не знижує міцності залізобетонного елемента.

Вплив випадкового ексцентриситету і прогину елемента враховують, як і для стиснутих елементів з гнучкою арматурою. Обчислюючи критичну силу, враховують жорстку арматуру:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi l} \left(\frac{0,11}{0,1+\delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_a I_a + \alpha_s I_s \right] \quad (3.1)$$

де I — момент інерції бетонного перерізу відносно осі, що проходить через центр ваги зведеного перерізу і нормальна до площини розрахункового ексцентриситету без урахування бетону, витісненого арматурою; I_a — момент інерції жорсткої арматури тієї самої осі; I_s — момент інерції арматурного каркаса відносно тієї ж осі;

$$\alpha_a = \frac{E_a}{E_b} \text{ та } \alpha_s = \frac{E_s}{E_b} \quad (3.2)$$

2.4.2. Розрахунок прямокутних перерізів при дії поздовжньої сили у площині симетрії.

Відповідно до рекомендацій [2] міцність перерізів стиснутих елементів з жорсткою і гнучкою арматурою, зосередженою біля розтягнутої (чи менш стиснутої) і біля стиснутої граней (рис. 3.2, а), перевіряють із умови:

$$N_{e1} \leq R_b b h (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + (R_{ac} - R_b) A'_a (h_0 - a'_a) \quad (3.3)$$

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		21

де e_1 — ексцентриситет поздовжнього зусилля відносно рівнодійної зусиль у розтягнутій жорсткій та гнучкій арматурах; a'_a — відстань від центра ваги стиснутої жорсткої арматури до стиснутої грані елемента.

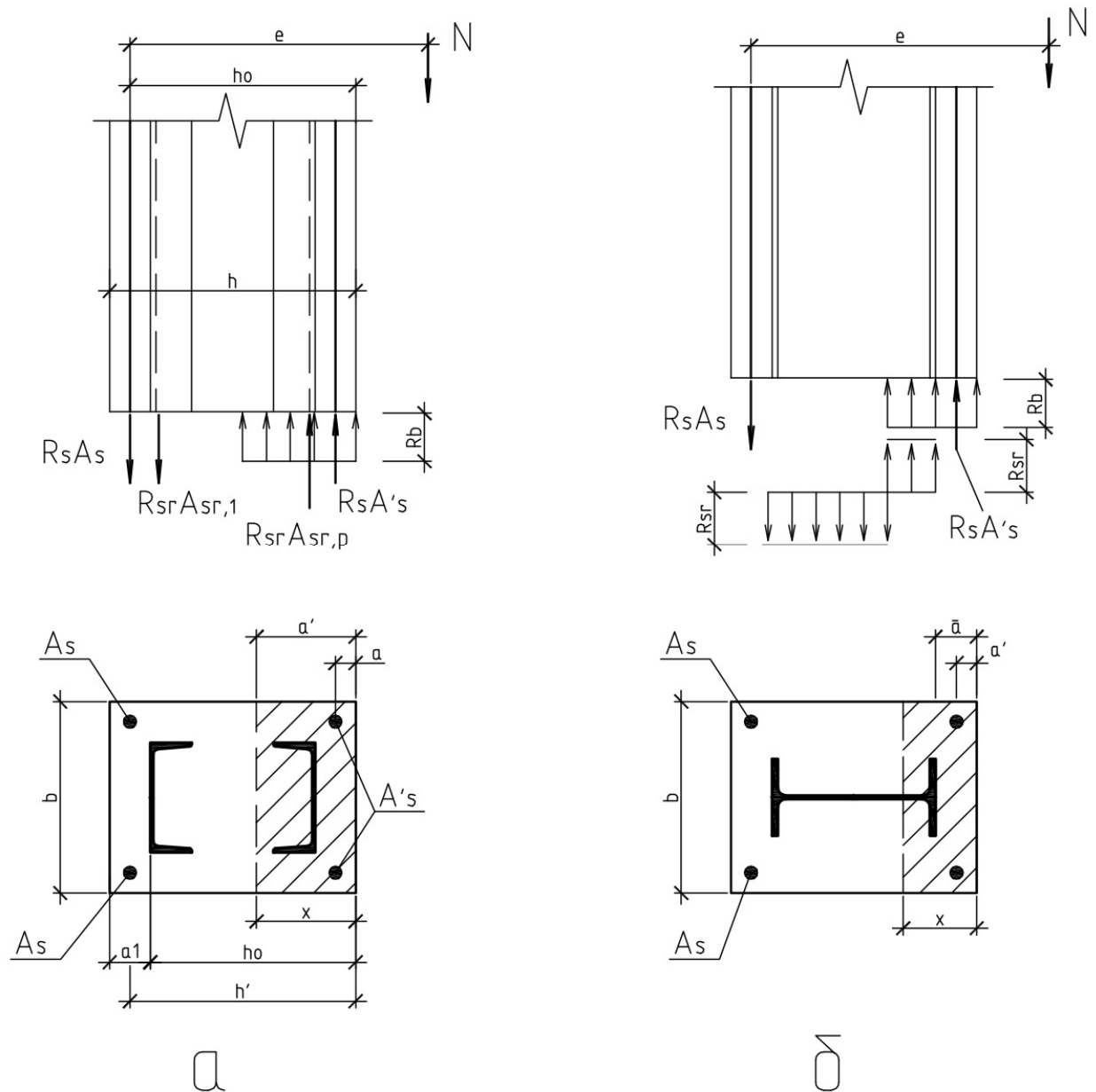


Рис. 3.2. Схема розподілу зусиль у прямокутному перерізі стиснутого елемента: а – з жорсткою і гнучкою арматурою зосередженої біля розтягнутої і стиснутої граней; б – з жорсткою арматурою у вигляді симетричного профілю, стінка якого розташована паралельно площині дії згинального моменту.

Висоту стиснутої зони x визначають із залежності:

$$N = R_b b h + R_{sc} A'_s - (R_{ac} - R_b) A'_a - R_a A_a - R_s A_s \quad (3.4)$$

При $x > \xi_R / h_0$ класі бетону В30 і нижче висоту стиснутої зони рекомендується обчислювати за формулою:

$$x = \frac{[N - (R_{ac} - R_b) A'_a - R_{sc} A'_s] (1 - \xi_R) + (R_a A_a + R_s A_s) (1 + \xi_R)}{R_b b h_0 (1 - \xi_R) + 2 (R_a A_a + R_s A_s)} \quad (3.5)$$

де

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\bar{R}_s}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} \quad (3.6)$$

\bar{R}_s - найбільша з величин розрахункових опорів гнучкої чи жорсткої арматури;

Міцність прямокутних перерізів елементів з жорсткою арматурою з симетричних профілів, стінки яких розташовані паралельно площині дії згинального моменту, а полиці і гнучка арматура — біля граней елемента (рис. 2.8, б), розраховують залежно від висоти стиснутої зони x , яку визначають із рівняння:

$$N = (R_b + 2R_a \delta_c) x + R_{sc} A'_s - 2R_a \delta_c r - R_{sc} A'_s - R_a A'_a \quad (3.7)$$

При $a'_1 < x < \varepsilon_R h_0$ міцність перерізу елемента перевіряють з умови:

$$N_e \leq R_b b x (h' - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h' - a') + R_a \left[W_{pl} - \delta_c (r - x) (2h' - r - x) - R_b \frac{W_{pl}}{2} \right] \quad (3.8)$$

У розрахунках перерізів елементів із жорсткою арматурою з низьколегованої сталі у формули (3.8) та (3.9) вводять коефіцієнт умов роботи 0,9.

Несиметричний профіль жорсткої арматури заміняють на симетричний, а надмір площі розглядають як гнучку арматуру.[3]

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		23

Міцність позацентрово стиснутих елементів прямокутних перерізів з арматурою з профілів, розташованих у центральній зоні (рис. 1.3), при застосуванні симетричної жорсткої та гнучкої арматури визначають за формулою:

$$N \leq \frac{\varphi N_u}{1 + \frac{e_0 \eta h}{2,5 i_{red}^2}}, \quad (3.9)$$

де

$$N_u = R_b b h - (R_a - R_b) A_a + R_{sc} A_s, \quad (3.10)$$

тут $\varphi = 1$ — при жорсткій арматурі зі сталі класу С46/33; $\varphi = 1,1$ — при жорсткій арматурі із сталі класу С38/23.

При цьому відношення $h_a/h \geq 0,3$, за винятком жорсткої арматури з профілю, стінка якого розташована перпендикулярно до площини дії згинального моменту, де це відношення має бути не менш як 0,2.

Крім того, має виконуватись умова:

$$\frac{e_0 \eta h}{2,5 i_{red}^2} \leq \varphi, \quad (1.11)$$

де $\varphi = 2$ — при жорсткій арматурі у вигляді осердя (рис. 1.3, в), $\varphi = 3$ — в решті випадків (рис. 3.3, а та б).

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		24

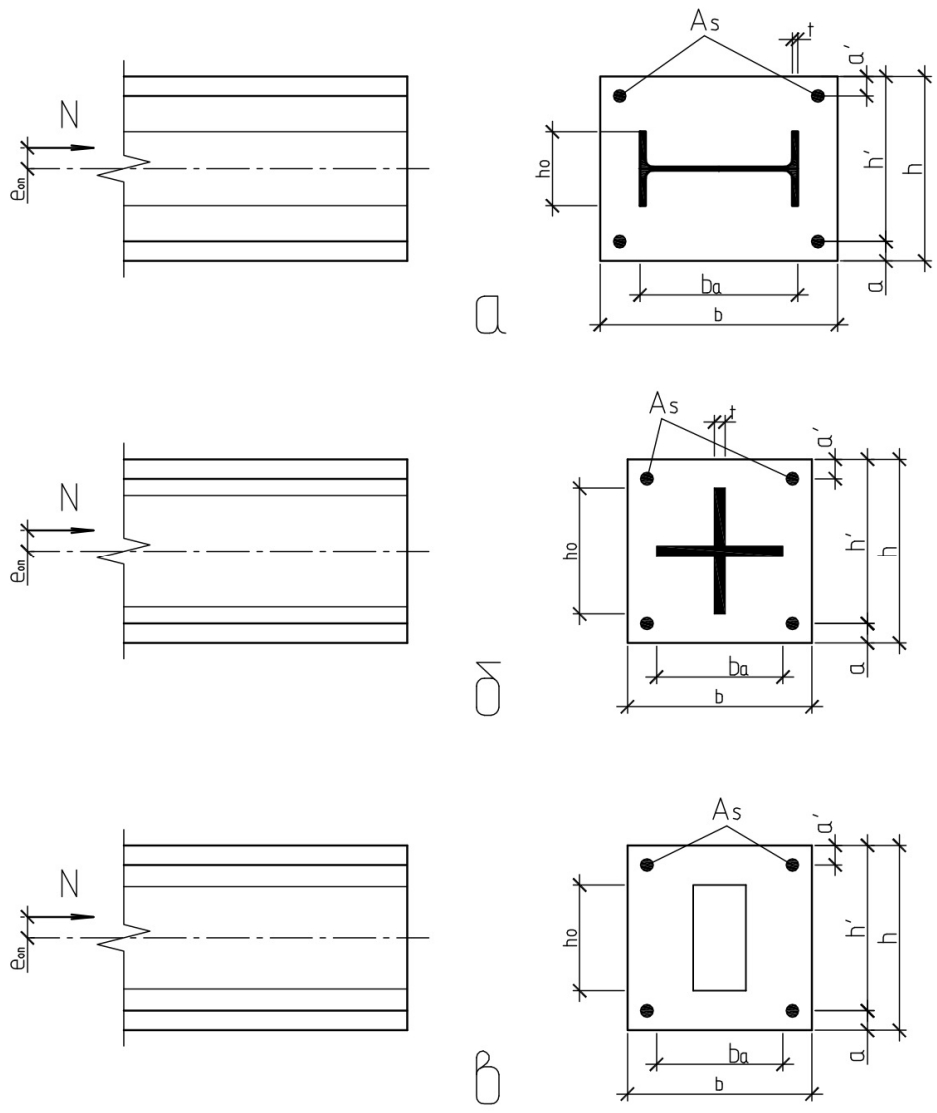


Рис. 3.3. Прямокутні перерізи з жорсткою арматурою: а – з профілю, стінка якого розташована перпендикулярно до площини дії згинального моменту; б – хрестового перерізу; в – у вигляді осердя із штаби або пакету штаб (ядрове армування).

3. Загальна ідея практичного розрахунку

До розрахунку приймається колона рамного каркасу із заданими навантаженнями. Переріз колони та марка бетону залишаються сталими для всіх випадків. Змінюються лише профілі жорсткої арматури. Колона додатково армується чотирма стержнями гнучкої арматури діаметром 12 мм. Після проведення всіх розрахунків виконаний аналіз та порівняння отриманих результатів.

Оскільки бетон і арматура мають різні фізико-механічні властивості, то для розрахунку залізобетонних конструкцій, при використанні формул опору матеріалів, залізобетонний переріз перетворюють в еквівалентний в статичному відношенні однорідний переріз приведений до бетону, в якому площу арматури замінюють еквівалентною площею бетону.[1] Для цього перерізи всієї поздовжньої арматури множать на коефіцієнти:

$$\alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_b} \text{ та } \alpha = \frac{E_s}{E_b},$$

і визначають геометричні характеристики зведеного перерізу:

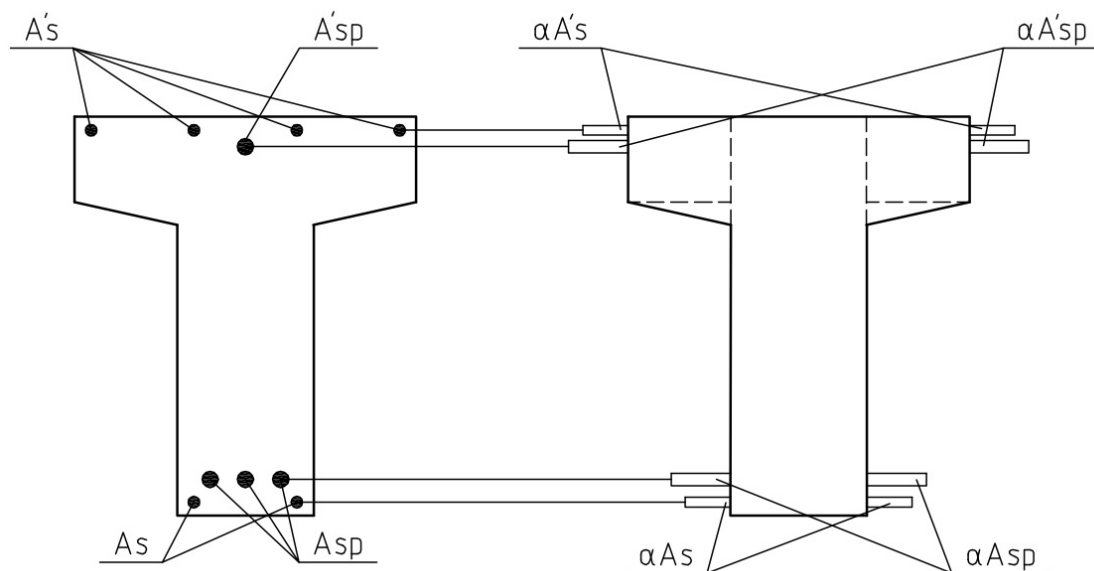


Рис. 3.1. Дійсний та зведений до бетону перерізу залізобетонного елемента.

3.1. Розрахунок колони рамного каркасу з використанням жорсткої арматури різних профілів

Розрахункова задача №1

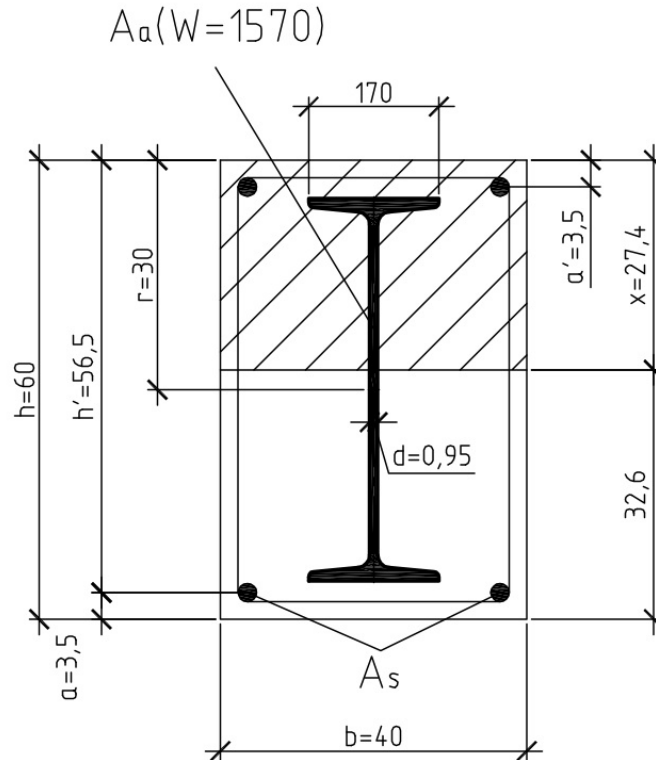


Рис. 3.2. Розрахунок колони рамного каркасу.

Дано:

Колонна рамного каркасу з розмірами перерізу 60x40см. Бетон класу В25 ($R_b = 14,5$ /МПа; $E_b = 2,9 \cdot 10^4$ МПа); жорстка арматура у вигляді двотавра №50 із сталі класу С235 ($R_a = 230$ МПа, $E_a = 2,1 \cdot 10^5$ МПа) площею перерізу $A_a = 97,8$ см²; гнучка арматура із сталі класу А400С ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа , $E_a = 2 \cdot 10^5$ МПа) площею перерізу $A_s = A'_s = 2,26$ см² (2Ø12), розрахункові поздовжні сили та згинальні моменти від повного навантаження $N = 1500$ кН; $M = 630$ кН · м; від довготривалих постійних навантажень $N_d = 1310$ кН, $M_d = 300$ кН · м; всі зусилля визначені з розрахунку по недеформованій схемі; $l_0 = 6$ м – розрахункова довжина, рівна фактичній довжині колони.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		27

Визначаємо величину ексцентриситету e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{630 \cdot 10^2}{1500} = 42 \text{ см}$$

Обчислюємо площу A_{red} та момент інерції I_{red} зведеного перерізу при:

$$\alpha_a = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 7,24 \quad \text{та} \quad \alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 6,9$$

$$A_{red} = b \cdot h + A_a(\alpha_a - 1) + 2 \cdot A_s(\alpha_s - 1) = \\ = 40 \cdot 60 + 97,8 \cdot 6,24 + 2 \cdot 2,26 \cdot 5,9 = 3037 \text{ см}^2$$

$$I_a = 39290 \text{ см}^4; \quad I_s = 2A_s \left(\frac{h' - a'}{2} \right)^2 = 2 \cdot 2,26 \left(\frac{56,5 - 3,5}{2} \right)^2 = \\ = 3174 \text{ см}^4$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} - I_a - I_s = \frac{40 \cdot 60^3}{12} - 39290 - 3174 = 677540 \text{ см}^4$$

$$I_{red} = I + I_a \cdot \alpha_a + I_s \alpha_s = 677540 + 39290 \cdot 7,24 + 3174 \cdot 6,9 = \\ = 983940 \text{ см}^4$$

Звідки радіус інерції зведеного перерізу дорівнює:

$$r_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{983940}{3037}} = 18 \text{ см}$$

Так як $\frac{l_0}{r_{red}} = \frac{600}{18} = 33,3 > 14$, враховуємо вплив прогину

Обчислюємо k_D та t_{min} :

$$k_D = 1 + \frac{M_{1D}}{M_1} = 1 + \frac{M_D + N_D \frac{h' - a'}{2}}{M + N \frac{h' - a'}{2}} = 1 + \frac{300 + 1310 \cdot \frac{0,53}{2}}{630 + 1500 \cdot \frac{0,53}{2}} = 1,63$$

$$t_{min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,001 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \frac{600}{60} - 0,001 \cdot 150 = 0,25$$

Так як $\frac{e_0}{h} = \frac{42}{60} = 0,7 > t_{min} = 0,25$, приймаємо $t = 0,7$.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		28

Визначаємо величину критичної сили $N_{кр}$

$$N_{кр} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{k_\partial} \left(\frac{0,11}{0,1 + t} + 0,1 \right) + I_a \cdot \alpha_a + I_s \cdot \alpha_s \right] =$$
$$= \frac{6,4 \cdot 2,9 \cdot 10^4}{6000^2} \left[\frac{677540 \cdot 10^4}{1,63} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right) + 284590 \cdot 10^4 + 21900 \cdot 10^4 \right] = 20887 \text{ кН}$$

Коефіцієнт η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{1500}{20887}} = 1,077$$

Ексцентриситет e_1 з урахуванням поздовжнього згину

$$e_1 = e_0 \eta + \frac{h' - a'}{2} = 42 \cdot 1,077 + \frac{56,5 - 3,5}{2} = 71,7 \text{ см}$$

Визначаємо висоту стиснутої зони x

$$x = \frac{N + 2R_a \cdot d \cdot r + R_b \cdot A_a^{cm}}{R_b \cdot b + 2R_a \cdot d} =$$
$$= \frac{1500 \cdot 10^3 + 2 \cdot 230 \cdot 9,5 \cdot 300 + 14,5 \cdot 170 \cdot 15,2}{14,5 \cdot 400 + 2 \cdot 230 \cdot 9,5} =$$
$$= 280,1 \text{ мм}$$

$$a_1 = \frac{[261 \cdot 9,5(326 - 0,5 \cdot 261) + 15,2 \cdot 170 \cdot 57,6]230 + 226 \cdot 35 \cdot 365}{(261 \cdot 9,5 + 15,2 \cdot 170)230 + 226 \cdot 365} =$$
$$= 119,2 \text{ мм}$$

Звідси $h_0 = h - a_1 = 600 - 119,2 = 480,8 \text{ мм}$

Гранична відносна висота стиснутої зони:

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		29

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,734}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,734}{1,1}\right)} = 0,59$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 = 0,734$$

Так як $x = 280,1 \text{ мм} < \xi_R h_0 = 0,59 \cdot 480,8 = 283,7 \text{ см}$, то міцність перерізу перевіряється при

$$W_{пл} = 1,17W = 1,17 \cdot W = 1837 \text{ см}^3$$

з умови

$$\begin{aligned} & R_b b x (h' - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h' - a') + R_a [W_{пл} - d(r - x)(2h' - r - x)] \\ & - R_b \frac{W_{пл}}{2} = \\ & = 14,5 \cdot 400 \cdot 273,8(565 - 0,5 \cdot 273,8) + 365 \cdot 22,6 \cdot (565 - 35) + \\ & + 230[1837 \cdot 10^3 - 9,5(300 - 273,8) \cdot (2 \cdot 565 - 300 - 273,8)] - \\ & - 14,5 \frac{1837 \cdot 10^3}{2} = 1119,3 \text{ кН} \cdot \text{м} > N \cdot e_1 = 1500 \cdot 0,719 = 1078,5 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

тобто міцність перерізу забезпечена.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		30

Розрахункова задача №2

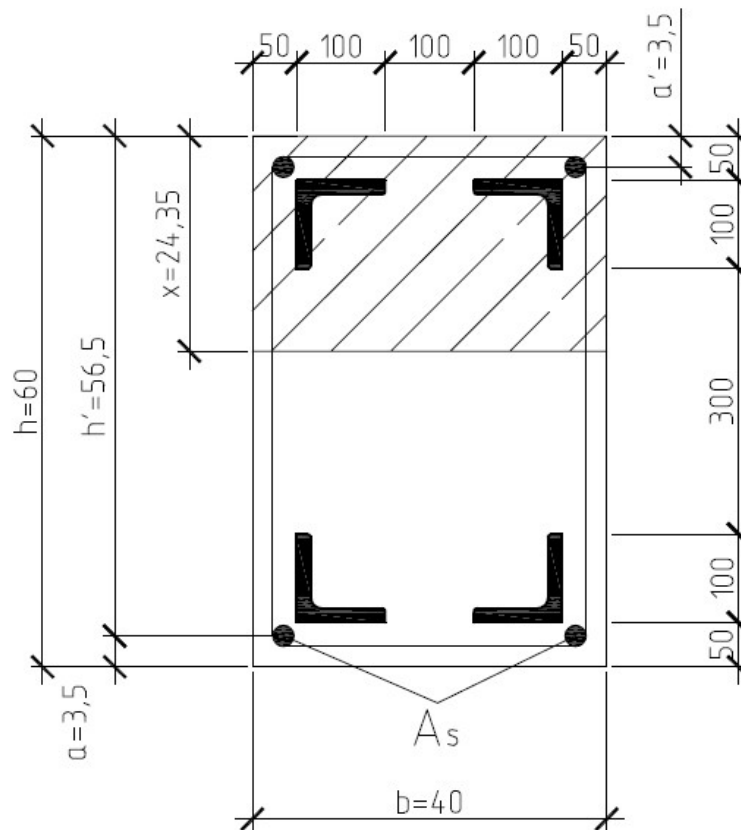


Рис. 3.3. Розрахунок колони рамного каркасу.

Дано:

Колонна рамного каркасу з розмірами перерізу 60x40см. Бетон класу В25 ($R_b = 14,5$ /МПа; $E_b = 2,9 \cdot 10^4$ МПа); жорстка арматура у вигляді чотирьох кутиків №100x16 із сталі класу С235 ($R_a = 230$ МПа, $E_a = 2,1 \cdot 10^5$ МПа) площею перерізу $A_a = 118,8$ см²; гнучка арматура із сталі класу А400С ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $E_a = 2 \cdot 10^5$ МПа) площею перерізу $A_s = A'_s = 2,26$ см² (2Ø12), розрахункові поздовжні сили та згинальні моменти від повного навантаження $N = 1500$ кН; $M = 630$ кН · м; від довготривалих постійних навантажень $N_d = 1310$ кН, $M_d = 300$ кН · м; всі зусилля визначені з розрахунку по недеформованій схемі; $l_0 = 6$ м – розрахункова довжина, рівна фактичній довжині колони.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		31

Визначаємо величину ексцентриситету e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{630 \cdot 10^2}{1500} = 42 \text{ см}$$

Обчислюємо площу A_{red} та момент інерції I_{red} зведеного перерізу при:

$$\alpha_a = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 7,24 \quad \text{та} \quad \alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 6,9$$

$$A_{red} = b \cdot h + A_a(\alpha_a - 1) + 2 \cdot A_s(\alpha_s - 1) \\ = 40 \cdot 60 + 118,8 \cdot 6,24 + 2 \cdot 2,26 \cdot 5,9 = 3168 \text{ см}^2$$

$$I_a = 58182 \text{ см}^4; \quad I_s = 2A_s \left(\frac{h' - a'}{2} \right)^2 = 2 \cdot 2,26 \left(\frac{56,5 - 3,5}{2} \right)^2 = 3174 \text{ см}^4$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} - I_a - I_s = \frac{40 \cdot 60^3}{12} - 58182 - 3174 = 658640 \text{ см}^4$$

$$I_{red} = I + I_a \cdot \alpha_a + I_s \alpha_s = 658640 + 58182 \cdot 7,24 + 3174 \cdot 6,9 = \\ = 1101900 \text{ см}^4$$

Звідки радіус інерції зведеного перерізу дорівнює:

$$r_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{1101900}{3168}} = 18,6 \text{ см}$$

Так як $\frac{l_0}{r_{red}} = \frac{600}{18,6} = 32,3 > 14$, враховуємо вплив прогину

Обчислюємо k_D та t_{min} :

$$k_D = 1 + \frac{M_{1D}}{M_1} = 1 + \frac{M_D + N_D \frac{h' - a'}{2}}{M + N \frac{h' - a'}{2}} = 1 + \frac{300 + 1310 \cdot \frac{0,53}{2}}{630 + 1500 \cdot \frac{0,53}{2}} = 1,63$$

$$t_{min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,001 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \frac{600}{60} - 0,001 \cdot 150 = 0,25$$

Так як $\frac{e_0}{h} = \frac{42}{60} = 0,7 > t_{min} = 0,25$, приймаємо $t = 0,7$.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		32

Визначаємо величину критичної сили $N_{кр}$

$$N_{кр} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{k_\partial} \left(\frac{0,11}{0,1 + t} + 0,1 \right) + I_a \cdot \alpha_a + I_s \cdot \alpha_s \right] =$$
$$= \frac{6,4 \cdot 2,9 \cdot 10^4}{6000^2} \left[\frac{658640 \cdot 10^4}{1,63} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right) + 421238 \cdot 10^4 + 21900 \cdot 10^4 \right] = 27798 \text{ кН}$$

Коефіцієнт η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{1500}{27798}} = 1,057$$

Ексцентриситет e_1 з урахуванням поздовжнього згину

$$e_1 = e_0 \eta + \frac{h' - a'}{2} = 42 \cdot 1,057 + \frac{56,5 - 3,5}{2} = 70,9 \text{ см}$$

Визначаємо висоту стиснутої зони x

$$x = \frac{N - (R_a - R_b) \cdot A_a^{cm} + R_a \cdot A_a^p}{R_b \cdot b} =$$
$$= \frac{1500 \cdot 10^3 - (230 - 14,5) \cdot 5940 + 230 \cdot 5940}{14,5 \cdot 400} =$$
$$= 273,47 \text{ мм}$$

$$a_1 = \frac{5940 \cdot 80,6 \cdot 230 + 226 \cdot 35 \cdot 365}{5940 \cdot 230 + 226 \cdot 365} = 78 \text{ мм}$$

Звідси $h_0 = h - a_1 = 600 - 78 = 522 \text{ мм}$

Гранична відносна висота стиснутої зони:

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		33

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,734}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,734}{1,1}\right)} = 0,59$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 = 0,734$$

Так як $x = 273,47 \text{ мм} < \xi_R h_0 = 0,59 \cdot 522 = 307,9 \text{ см}$, то міцність перерізу з умови:

$$\begin{aligned} R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + (R_a - R_b) \cdot A_a^{cm} \cdot (h_0 - a'_a) = \\ = 14,5 \cdot 400 \cdot 273,47 (522 - 0,5 \cdot 273,47) + 365 \cdot 226 (522 - 35) + \\ + (230 - 14,5) \cdot 5940 \cdot (522 - 80,6) = 1216 \text{ кН} \cdot \text{м} > N \cdot e_1 = 1500 \cdot 0,709 \\ = 1063,5 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

тобто міцність перерізу забезпечена.

Розрахункова задача №3

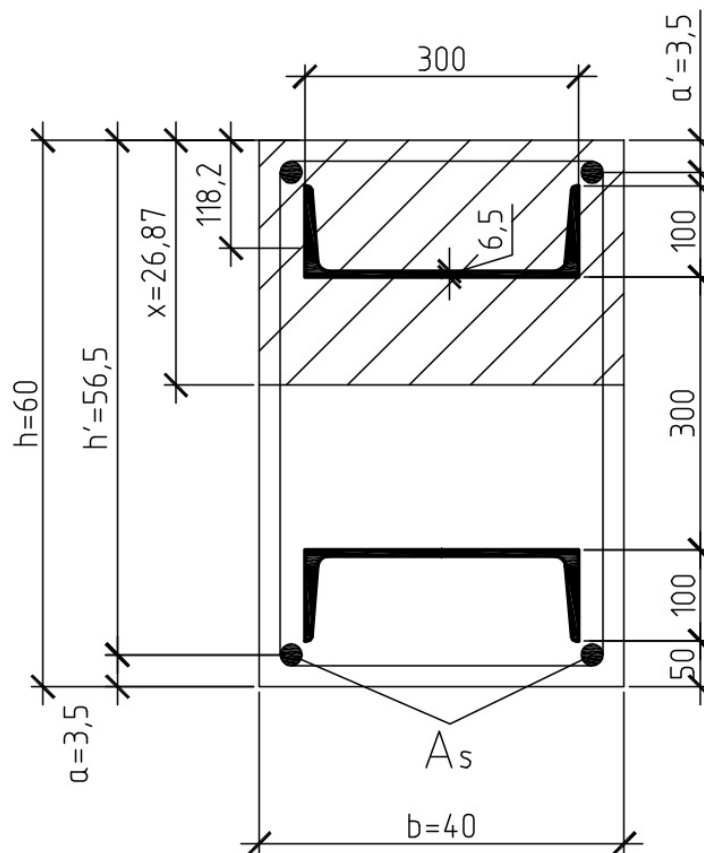


Рис. 3.4. Розрахунок колони рамного каркасу.

Дано:

Колона рамного каркасу з розмірами перерізу 60x40см. Бетон класу В25 ($R_b = 14,5$ /МПа; $E_b = 2,9 \cdot 10^4$ МПа); жорстка арматура у вигляді двох швелерів №30 із сталі класу С235 ($R_a = 230$ МПа, $E_a = 2,1 \cdot 10^5$ МПа) площею перерізу $A_a = 81$ см²; гнучка арматура із сталі класу А400С ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $E_a = 2 \cdot 10^5$ МПа) площею перерізу $A_s = A'_s = 2,26$ см² (2Ø12), розрахункові поздовжні сили та згинальні моменти від повного навантаження $N = 1500$ кН; $M = 630$ кН·м; від довготривалих постійних навантажень $N_d = 1310$ кН, $M_d = 300$ кН·м; всі зусилля визначені з розрахунку по недеформованій схемі; $l_0 = 6$ м – розрахункова довжина, рівна фактичній довжині колони.

Визначаємо величину ексцентриситету e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{630 \cdot 10^2}{1500} = 42 \text{ см}$$

Обчислюємо площу A_{red} та момент інерції I_{red} зведеного перерізу при:

$$\alpha_a = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 7,24 \quad \text{та} \quad \alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 6,9$$

$$A_{red} = b \cdot h + A_a(\alpha_a - 1) + 2 \cdot A_s(\alpha_s - 1) = \\ = 40 \cdot 60 + 81 \cdot 6,24 + 2 \cdot 2,26 \cdot 5,9 = 2932 \text{ см}^2$$

$$I_a = 25517 \text{ см}^4; \quad I_s = 2A_s \left(\frac{h' - a'}{2} \right)^2 = 2 \cdot 2,26 \left(\frac{56,5 - 3,5}{2} \right)^2 = 3174 \text{ см}^4$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} - I_a - I_s = \frac{40 \cdot 60^3}{12} - 25517 - 3174 = 691310 \text{ см}^4$$

$$I_{red} = I + I_a \cdot \alpha_a + I_s \alpha_s = 691310 + 25517 \cdot 7,24 + 3174 \cdot 6,9 = \\ = 897980 \text{ см}^4$$

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		35

Звідки радіус інерції зведеного перерізу дорівнює:

$$r_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{897980}{2932}} = 17,5 \text{ см}$$

Так як $\frac{l_0}{r_{red}} = \frac{600}{17,5} = 34,2 > 14$, враховуємо вплив прогину

Обчислюємо k_D та t_{min} :

$$k_D = 1 + \frac{M_{1D}}{M_1} = 1 + \frac{M_D + N_D \frac{h' - a'}{2}}{M + N \frac{h' - a'}{2}} = 1 + \frac{300 + 1310 \cdot \frac{0,53}{2}}{630 + 1500 \cdot \frac{0,53}{2}} = 1,63$$

$$t_{min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,001 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \frac{600}{60} - 0,001 \cdot 150 = 0,25$$

Так як $\frac{e_0}{h} = \frac{42}{60} = 0,7 > t_{min} = 0,25$, приймаємо $t = 0,7$.

Визначаємо величину критичної сили $N_{кр}$

$$N_{кр} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{k_D} \left(\frac{0,11}{0,1 + t} + 0,1 \right) + I_a \cdot \alpha_a + I_s \cdot \alpha_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2,9 \cdot 10^4}{6000^2} \left[\frac{691310 \cdot 10^4}{1,63} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right) + 184743 \cdot 10^4 + 21900 \cdot 10^4 \right] = 15848 \text{ кН}$$

Коефіцієнт η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{1500}{15848}} = 1,1045$$

Ексцентриситет e_1 з урахуванням поздовжнього згину

$$e_1 = e_0 \eta + \frac{h' - a'}{2} = 42 \cdot 1,1045 + \frac{56,5 - 3,5}{2} = 72,9 \text{ см}$$

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		36

Визначаємо висоту стиснутої зони x

$$x = \frac{N - (R_a - R_b) \cdot A_a^{cm} + R_a \cdot A_a^p}{R_b \cdot b} =$$
$$= \frac{1500 \cdot 10^3 - (230 - 14,5) \cdot 4050 + 230 \cdot 4050}{14,5 \cdot 400} = 268,7 \text{ мм}$$

$$a_1 = \frac{4050 \cdot 118,2 \cdot 230 + 226 \cdot 35 \cdot 365}{4050 \cdot 230 + 226 \cdot 365} = 111,4 \text{ мм}$$

$$\text{Звідси } h_0 = h - a_1 = 600 - 111,4 = 488,6 \text{ мм}$$

Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,734}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,734}{1,1}\right)} = 0,59$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 = 0,734$$

Так як $x = 268,7 \text{ мм} < \xi_R h_0 = 0,59 \cdot 488,6 = 288,3 \text{ см}$, тоді

Міцність перерізу з умови:

$$R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + (R_a - R_b) \cdot A_a^{cm} \cdot (h_0 - a'_a) =$$
$$= 14,5 \cdot 400 \cdot 268,7 (436,6 - 0,5 \cdot 268,7) + 365 \cdot 226 (436,6 - 35) +$$
$$+ (230 - 14,5) \cdot 4050 \cdot (488,6 - 118,2) = 913 \text{ кН} \cdot \text{м} < N \cdot e_1$$
$$= 1500 \cdot 0,729 = 1093,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

тобто міцність перерізу не забезпечена.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		37

Розрахункова задача №4

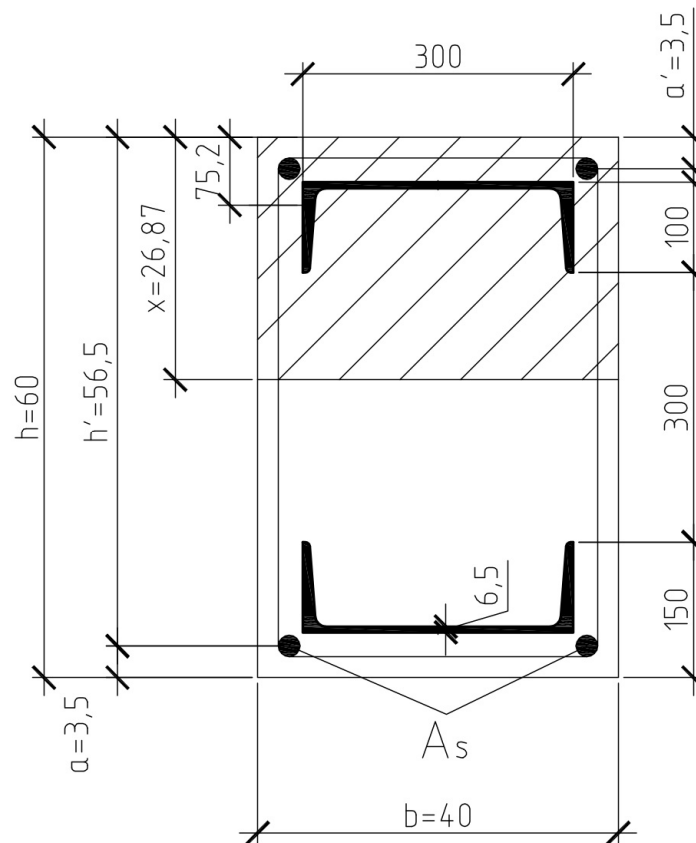


Рис. 3.5. Розрахунок колони рамного каркасу.

Дано:

Колона рамного каркасу з розмірами перерізу 60x40см. Бетон класу В25 ($R_b = 14,5$ /МПа; $E_b = 2,9 \cdot 10^4$ МПа); жорстка арматура у вигляді двох швелерів №30 із сталі класу С235 ($R_a = 230$ МПа, $E_a = 2,1 \cdot 10^5$ МПа) площею перерізу $A_a = 81$ см²; гнучка арматура із сталі класу А400С ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $E_a = 2 \cdot 10^5$ МПа) площею перерізу $A_s = A'_s = 2,26$ см² (2Ø12), розрахункові поздовжні сили та згинальні моменти від повного навантаження $N = 1500$ кН; $M = 630$ кН·м; від довготривалих постійних навантажень $N_d = 1310$ кН, $M_d = 300$ кН·м; всі зусилля визначені з розрахунку по недеформованій схемі; $l_0 = 6$ м – розрахункова довжина, рівна фактичній довжині колони.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		38

Визначаємо величину ексцентриситету e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{630 \cdot 10^2}{1500} = 42 \text{ см}$$

Обчислюємо площу A_{red} та момент інерції I_{red} зведеного перерізу при:

$$\alpha_a = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 7,24 \quad \text{та} \quad \alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 6,9$$

$$A_{red} = b \cdot h + A_a(\alpha_a - 1) + 2 \cdot A_s(\alpha_s - 1) = \\ = 40 \cdot 60 + 81 \cdot 6,24 + 2 \cdot 2,26 \cdot 5,9 = 2932 \text{ см}^2$$

$$I_a = 41587 \text{ см}^4; \quad I_s = 2A_s \left(\frac{h' - a'}{2} \right)^2 = 2 \cdot 2,26 \left(\frac{56,5 - 3,5}{2} \right)^2 = 3174 \text{ см}^4$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} - I_a - I_s = \frac{40 \cdot 60^3}{12} - 41587 - 3174 = 675240 \text{ см}^4$$

$$I_{red} = I + I_a \cdot \alpha_a + I_s \alpha_s = 716172 + 41587 \cdot 7,24 + 3174 \cdot 6,9 = \\ = 998280 \text{ см}^4$$

Звідки радіус інерції зведеного перерізу дорівнює:

$$r_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{998280}{2932}} = 18,5 \text{ см}$$

Так як $\frac{l_0}{r_{red}} = \frac{600}{18,5} = 32,5 > 14$, враховуємо вплив прогину

Обчислюємо k_∂ та t_{min} :

$$k_\partial = 1 + \frac{M_{1\partial}}{M_1} = 1 + \frac{M_\partial + N_\partial \frac{h' - a'}{2}}{M + N \frac{h' - a'}{2}} = 1 + \frac{300 + 1310 \cdot \frac{0,53}{2}}{630 + 1500 \cdot \frac{0,53}{2}} = 1,63$$

$$t_{min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,001 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \frac{600}{60} - 0,001 \cdot 150 = 0,25$$

Так як $\frac{e_0}{h} = \frac{42}{60} = 0,7 > t_{min} = 0,25$, приймаємо $t = 0,7$.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		39

Визначаємо величину критичної сили $N_{кр}$

$$N_{кр} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{k_\partial} \left(\frac{0,11}{0,1 + t} + 0,1 \right) + I_a \cdot \alpha_a + I_s \cdot \alpha_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2,9 \cdot 10^4}{6000^2} \left[\frac{675240 \cdot 10^4}{1,63} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right) + 301090 \cdot 10^4 + 21900 \cdot 10^4 \right] = 21727 \text{ кН}$$

Коефіцієнт η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{1500}{21727}} = 1,0742$$

Ексцентриситет e_1 з урахуванням поздовжнього згину

$$e_1 = e_0 \eta + \frac{h' - a'}{2} = 42 \cdot 1,0742 + \frac{56,5 - 3,5}{2} = 71,6 \text{ см}$$

Визначаємо висоту стиснутої зони x

$$x = \frac{N - (R_a - R_b) \cdot A_a^{cm} + R_a \cdot A_a^p}{R_b \cdot b} =$$

$$= \frac{1500 \cdot 10^3 - (230 - 14,5) \cdot 4050 + 230 \cdot 4050}{14,5 \cdot 400} = 268,7 \text{ мм}$$

$$a_1 = \frac{4050 \cdot 75,2 \cdot 230 + 226 \cdot 35 \cdot 365}{4050 \cdot 230 + 226 \cdot 365} = 71,92 \text{ мм}$$

Звідси $h_0 = h - a_1 = 600 - 71,92 = 528 \text{ мм}$

Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,734}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,734}{1,1} \right)} = 0,59$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 = 0,734$$

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		40

Так як $x = 268,7 \text{ мм} < \xi_R h_0 = 0,59 \cdot 528 = 311,52 \text{ см}$, тоді міцність перерізу з умови:

$$\begin{aligned}
 & R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + (R_a - R_b) \cdot A_a^{cm} \cdot (h_0 - a'_a) = \\
 & = 14,5 \cdot 400 \cdot 268,7 (436,6 - 0,5 \cdot 268,7) + 365 \cdot 226 (436,6 - 35) + \\
 & \quad + (230 - 14,5) \cdot 4050 \cdot (436,6 - 75,2) = 1050 \text{ кН} \cdot \text{м} < N \cdot e_1 \\
 & \quad = 1500 \cdot 0,716 = 1074 \text{ кН} \cdot \text{м}
 \end{aligned}$$

тобто міцність перерізу не забезпечена.

Розрахункова задача №5

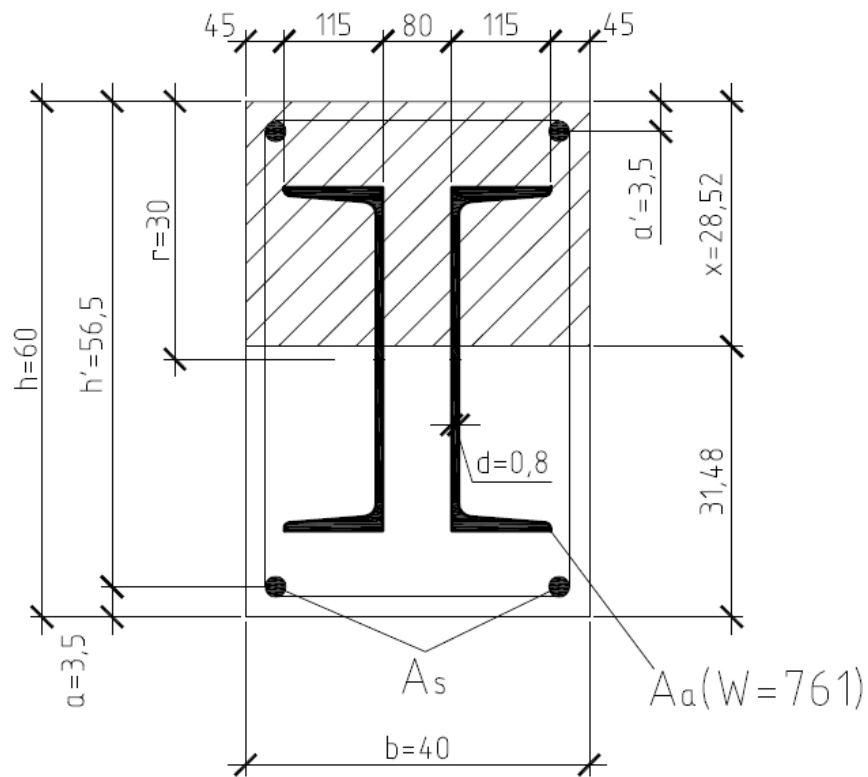


Рис. 3.6. Розрахунок колони рамного каркасу.

Дано:

Колона рамного каркасу з розмірами перерізу 60x40см. Бетон класу В25 ($R_b = 14,5 \text{ /МПа}$; $E_b = 2,9 \cdot 10^4 \text{ МПа}$); жорстка арматура у вигляді двох швелерів №40 із сталі класу С235 ($R_a = 230 \text{ МПа}$, $E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$) площею перерізу $A_a = 123 \text{ см}^2$; гнучка арматура із сталі класу А400С

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		41

($R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$, $E_a = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$) площею перерізу $A_s = A'_s = 2,26 \text{ см}^2$ ($2\emptyset 12$), розрахункові поздовжні сили та згинальні моменти від повного навантаження $N = 1500 \text{ кН}$; $M = 630 \text{ кН} \cdot \text{м}$; від довготривалих постійних навантажень $N_d = 1310 \text{ кН}$, $M_d = 300 \text{ кН} \cdot \text{м}$; всі зусилля визначені з розрахунку по недеформованій схемі; $l_0 = 6 \text{ м}$ – розрахункова довжина, рівна фактичній довжині колони.

Визначаємо висоту ексцентриситету e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{630 \cdot 10^2}{1500} = 42 \text{ см}$$

Обчислюємо площу A_{red} та момент інерції I_{red} зведеного перерізу при:

$$\alpha_a = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 7,24 \quad \text{та} \quad \alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 6,9$$

$$A_{red} = b \cdot h + A_a(\alpha_a - 1) + 2 \cdot A_s(\alpha_s - 1) \\ = 40 \cdot 60 + 123 \cdot 6,24 + 2 \cdot 2,26 \cdot 5,9 = 3194 \text{ см}^2$$

$$I_a = 30440 \text{ см}^4; \quad I_s = 2A_s \left(\frac{h' - a'}{2} \right)^2 = 2 \cdot 2,26 \left(\frac{56,5 - 3,5}{2} \right)^2 = 3174 \text{ см}^4$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} - I_a - I_s = \frac{40 \cdot 60^3}{12} - 30440 - 3174 = 686390 \text{ см}^4$$

$$I_{red} = I + I_a \cdot \alpha_a + I_s \alpha_s = 686390 + 30440 \cdot 7,24 + 3174 \cdot 6,9 \\ = 928700 \text{ см}^4$$

Звідки радіус інерції зведеного перерізу дорівнює:

$$r_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{928700}{3194}} = 17,05 \text{ см}$$

Так як $\frac{l_0}{r_{red}} = \frac{600}{17,05} = 35,18 > 14$, враховуємо вплив прогину

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		42

Обчислюємо k_{∂} та t_{min} :

$$k_D = 1 + \frac{M_{1\partial}}{M_1} = 1 + \frac{M_{\partial} + N_{\partial} \frac{h' - a'}{2}}{M + N \frac{h' - a'}{2}} = 1 + \frac{300 + 1310 \cdot \frac{0,53}{2}}{630 + 1500 \cdot \frac{0,53}{2}} = 1,63$$

$$t_{min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,001 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \frac{600}{60} - 0,001 \cdot 14,5 = 0,385$$

Так як $\frac{e_0}{h} = \frac{42}{60} = 0,7 > t_{min} = 0,25$, приймаємо $t = 0,7$.

Визначаємо величину критичної сили $N_{кр}$

$$N_{кр} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{k_{\partial}} \left(\frac{0,11}{0,1 + t} + 0,1 \right) + I_a \cdot \alpha_a + I_s \cdot \alpha_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2,9 \cdot 10^4}{6000^2} \left[\frac{686390 \cdot 10^4}{1,63} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right) + 220386 \cdot 10^4 + 21900 \cdot 10^4 \right] = 17649 \text{ кН}$$

Коефіцієнт η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{1500}{20887}} = 1,092$$

Ексцентриситет e_1 з урахуванням поздовжнього згину

$$e_1 = e_0 \eta + \frac{h' - a'}{2} = 42 \cdot 1,092 + \frac{56,5 - 3,5}{2} = 72,4 \text{ см}$$

Визначаємо висоту стиснутої зони x

$$x = \frac{N + 2R_a \cdot d \cdot r + R_b \cdot A_a^{cm}}{R_b \cdot b + 2R_a \cdot d} =$$

$$= \frac{1500 \cdot 10^3 + 2 \cdot 230 \cdot 16 \cdot 300 + 14,5 \cdot 115 \cdot 13,5 \cdot 2}{14,5 \cdot 400 + 2 \cdot 230 \cdot 16} =$$

$$= 285,18 \text{ мм}$$

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		43

$$a_1 = \frac{[201,3 \cdot 8 \cdot 2(314,8 - 0,5 \cdot 201,3) + 13,5 \cdot 115 \cdot 2 \cdot 106,75]230 + 226 \cdot 365}{(201,3 \cdot 8 + 13,5 \cdot 115)2 \cdot 230 + 226 \cdot 365} = 154,65 \text{ мм}$$

Звідси $h_0 = h - a_1 = 600 - 154,65 = 445,35 \text{ мм}$

Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,734}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,734}{1,1}\right)} = 0,59$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 = 0,734$$

Так як $x = 285,18 \text{ мм} > \xi_R h_0 = 0,59 \cdot 445,35 = 262,76 \text{ см}$, то висота стиснутої зони

$x =$

$$= h_0 \frac{[N - (R_a - R_b) \cdot A_a^{cm} - R_s \cdot A_s'] \cdot (1 - \xi_R) + (R_a \cdot A_a^p + R_s \cdot A_s) \cdot (1 + \xi_R)}{R_b \cdot b \cdot h_0 (1 - \xi_R) + 2(R_a \cdot A_a^p + A_s R_s)}$$

$$= 445,35 \cdot \frac{[1500 \cdot 10^3 - (230 - 14,5) \cdot 5852 - 365 \cdot 226] \cdot (1 - 0,59) + (230 \cdot 6334 + 226 \cdot 365) \cdot (1 + 0,59)}{14,5 \cdot 400 \cdot 436,6 \cdot (1 - 0,59) + 2(230 \cdot 6334 + 226 \cdot 365)} = 270,3 \text{ мм}$$

Міцність перерізу перевіряється при

$$W_{пл} = 1,17W = 1,17 \cdot W = 890 \text{ см}^3$$

з умови:

$$R_b b x (h' - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h' - a') + R_a [W_{пл} - d(r - x)(2h' - r - x)]$$

$$- R_b \frac{W_{пл}}{2} =$$

$$= 14,5 \cdot 400 \cdot 270,3(565 - 0,5 \cdot 270,3) + 365 \cdot 226 \cdot (565 - 35) +$$

$$+ 230[890 \cdot 10^3 - 16(300 - 270,3) \cdot (2 \cdot 565 - 300 - 270,3)] -$$

$$- 14,5 \frac{890 \cdot 10^3}{2} = 855 \text{ кН} \cdot \text{м} < N \cdot e_1 = 1500 \cdot 0,724 = 1086 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

тобто міцність перерізу не забезпечена.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		44

Розрахункова задача №6

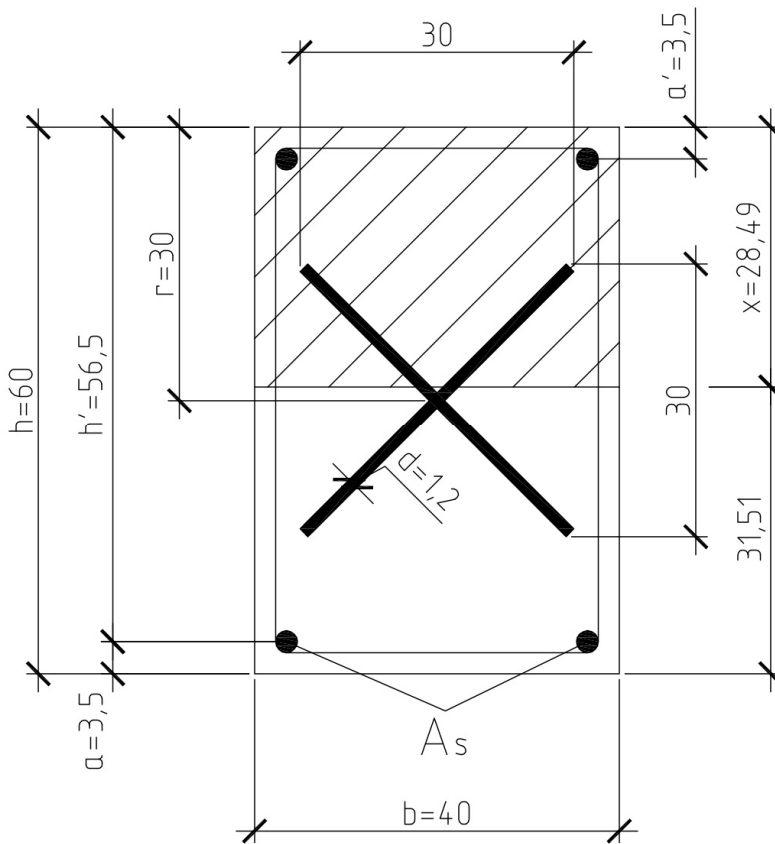


Рис. 3.7. Розрахунок колони рамного каркасу.

Дано:

Колонна рамного каркасу з розмірами перерізу 60х40см. Бетон класу В25 ($R_b = 14,5$ /МПа; $E_b = 2,9 \cdot 10^4$ МПа); жорстка арматура хрестово-діагонального перерізу із сталі класу С235 ($R_a = 230$ МПа, $E_a = 2,1 \cdot 10^5$ МПа) площею перерізу $A_a = 100,4$ см²; гнучка арматура із сталі класу А400С ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $E_a = 2 \cdot 10^5$ МПа) площею перерізу $A_s = A'_s = 2,26$ см² (2Ø12), розрахункові поздовжні сили та згинальні моменти від повного навантаження $N = 1500$ кН; $M = 630$ кН·м; від довготривалих постійних навантажень $N_d = 1310$ кН, $M_d = 300$ кН·м; всі зусилля визначені з розрахунку по недеформованій схемі; $l_0 = 6$ м – розрахункова довжина, рівна фактичній довжині колони.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Арк.

45

Визначаємо величину ексцентриситету e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{630 \cdot 10^2}{1500} = 42 \text{ см}$$

Обчислюємо площу A_{red} та момент інерції I_{red} зведеного перерізу при:

$$\alpha_a = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 7,24 \quad \text{та} \quad \alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 6,9$$

$$A_{red} = b \cdot h + A_a(\alpha_a - 1) + 2 \cdot A_s(\alpha_s - 1) = \\ = 40 \cdot 60 + 94,56 \cdot 6,24 + 2 \cdot 2,26 \cdot 5,9 = 3017 \text{ см}^2$$

$$I_a = 7645 \text{ см}^4; \quad I_s = 2A_s \left(\frac{h' - a'}{2} \right)^2 = 2 \cdot 2,26 \left(\frac{56,5 - 3,5}{2} \right)^2 = 3174 \text{ см}^4$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} - I_a - I_s = \frac{40 \cdot 60^3}{12} - 7645 - 3174 = 709180 \text{ см}^4$$

$$I_{red} = I + I_a \cdot \alpha_a + I_s \alpha_s = 709180 + 7645 \cdot 7,24 + 3174 \cdot 6,9 = 786430 \text{ см}^4$$

Звідки радіус інерції зведеного перерізу дорівнює:

$$r_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{786430}{3017}} = 16,3 \text{ см}$$

Так як $\frac{l_0}{r_{red}} = \frac{600}{16,3} = 36,8 > 14$, враховуємо вплив прогину

Обчислюємо k_∂ та t_{min} :

$$k_\partial = 1 + \frac{M_{1\partial}}{M_1} = 1 + \frac{M_\partial + N_\partial \frac{h' - a'}{2}}{M + N \frac{h' - a'}{2}} = 1 + \frac{300 + 1310 \cdot \frac{0,53}{2}}{630 + 1500 \cdot \frac{0,53}{2}} = 1,63$$

$$t_{min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,001 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \frac{600}{60} - 0,001 \cdot 150 = 0,25$$

Так як $\frac{e_0}{h} = \frac{42}{60} = 0,7 > t_{min} = 0,25$, приймаємо $t = 0,7$.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		46

Визначаємо величину критичної сили $N_{кр}$

$$N_{кр} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{k_\partial} \left(\frac{0,11}{0,1 + t} + 0,1 \right) + I_a \cdot \alpha_a + I_s \cdot \alpha_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2,9 \cdot 10^4}{6000^2} \left[\frac{709180 \cdot 10^4}{1,63} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right) + 55350 \cdot 10^4 + 21900 \cdot 10^4 \right] = 9311 \text{ кН}$$

Коефіцієнт η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{1500}{9311}} = 1,192$$

Ексцентриситет e_1 з урахуванням поздовжнього згину

$$e_1 = e_0 \eta + \frac{h' - a'}{2} = 42 \cdot 1,192 + \frac{56,5 - 3,5}{2} = 76,6 \text{ см}$$

Визначаємо висоту стиснутої зони x

$$x = \frac{N + 2R_a \cdot d \cdot r + R_b \cdot A_a^{cm}}{R_b \cdot b + 2R_a \cdot d} =$$

$$= \frac{1500 \cdot 10^3 + 2 \cdot 230 \cdot 12 \cdot 300 + 14,5 \cdot 4728}{14,5 \cdot 400 + 2 \cdot 230 \cdot 12} = 284,9 \text{ мм}$$

$$a_1 = \frac{(2683 \cdot 237,5 + 2330 \cdot 227 + 211 \cdot 310)230 + 226 \cdot 35 \cdot 365}{(2683 + 2330 + 211)230 + 226 \cdot 365} =$$

$$= 222,8 \text{ мм}$$

Звідси $h_0 = h - a_1 = 600 - 222,8 = 377,2 \text{ мм}$

Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,734}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,734}{1,1} \right)} = 0,59$$

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		47

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 = 0,734$$

Так як $x = 284,9 \text{ мм} > \xi_R h_0 = 0,59 \cdot 377,2 = 222,5 \text{ см}$, тоді висота стиснутої зони:

$x =$

$$= h_0 \frac{[N - (R_a - R_b) \cdot A_a^{cm} - R_s \cdot A'_s] \cdot (1 - \xi_R) + (R_a \cdot A_a^p + R_s \cdot A_s) \cdot (1 + \xi_R)}{R_b \cdot b \cdot h_0 (1 - \xi_R) + 2(R_a \cdot A_a^p + A_s R_s)}$$

$$= 377,2 \cdot \frac{[1500 \cdot 10^3 - (230 - 14,5) \cdot 4232 - 365 \cdot 226] \cdot (1 - 0,59) + (230 \cdot 5224 + 226 \cdot 365) \cdot (1 + 0,59)}{14,5 \cdot 400 \cdot 436,6 \cdot (1 - 0,59) + 2(230 \cdot 5224 + 226 \cdot 365)}$$

$$= 244,8 \text{ мм}$$

Міцність перерізу перевіряється при

$$W_{пл} = 1,17W = 1,17 \cdot 638 = 747 \text{ см}^3$$

з умови

$$R_b b x (h' - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h' - a') + R_a [W_{пл} - d(r - x)(2h' - r - x)] - R_b \frac{W_{пл}}{2} =$$

$$= 14,5 \cdot 400 \cdot 284,9 (565 - 0,5 \cdot 284,9) + 365 \cdot 22,6 \cdot (565 - 35) + 230 [747 \cdot 10^3 - 9,5 (300 - 284,9) \cdot (2 \cdot 565 - 300 - 284,9)] - 14,5 \frac{747 \cdot 10^3}{2} = 749 \text{ кН} \cdot \text{м} < N \cdot e_1 = 1500 \cdot 0,766 = 1149 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

тобто міцність перерізу не забезпечена.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		48

Розрахункова задача №7

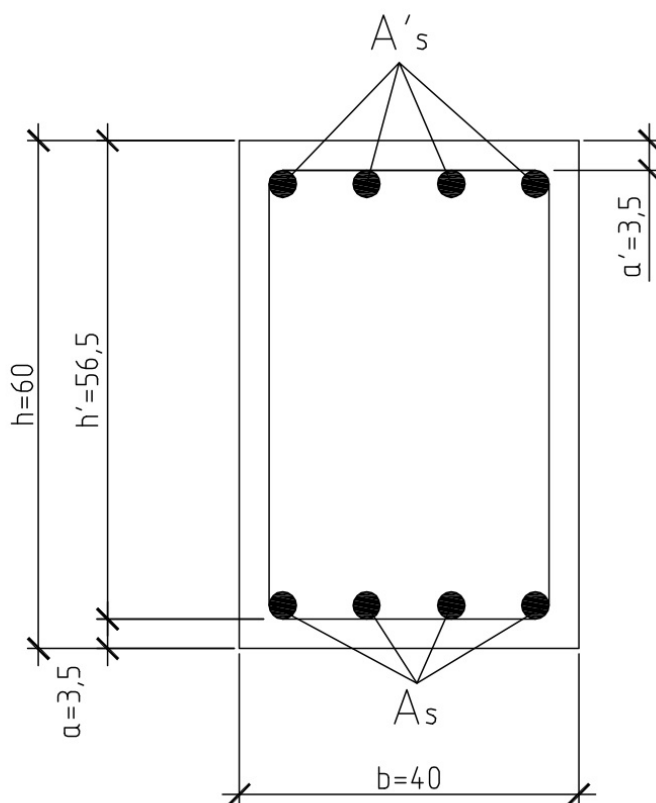


Рис. 3.8. Розрахунок колони рамного каркасу.

Дано:

Колона рамного каркасу з розмірами перерізу 60x40см. Бетон класу В25 ($R_b = 14,5$ /МПа; $E_b = 2,9 \cdot 10^4$ МПа); гнучка арматура із сталі класу А400С ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $E_a = 2 \cdot 10^5$ МПа), розрахункові поздовжні сили та згинальні моменти від повного навантаження $N = 1500$ кН; $M = 630$ кН · м; від довготривалих постійних навантажень $N_d = 1310$ кН, $M_d = 300$ кН · м; всі зусилля визначені з розрахунку по недеформованій схемі; $l_0 = 6$ м — розрахункова довжина, рівна фактичній довжині колони.

Визначаємо величину ексцентриситету e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{630 \cdot 10^2}{1500} = 42 \text{ см}$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 6,9$$

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		49

Моменти:

$$M_1 = M + 0,5N(h_0 - a') = 630 + 0,5 \cdot 1500(0,565 - 0,035) = 1023,75 \text{ кН}$$

$$M_{1l} = M_l + 0,5N_l(h_0 - a') = 300 + 0,5 \cdot 1310(0,565 - 0,035) = 643,88 \text{ кН}$$

Радіус інерції перерізу дорівнює:

$$r_{red} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{600^2}{12}} = 17,3 \text{ см}$$

Так як $\frac{l_0}{r_{red}} = \frac{600}{17,3} = 34,7 > 14$, враховуємо вплив прогину

Обчислюємо φ_e та $\delta_{e,min}$:

$$k_D = 1 + \beta \cdot \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + 1 \cdot \frac{643,88}{1023,75} = 1,63$$

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,001 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \frac{600}{60} - 0,001 \cdot 150 = 0,255$$

Так як $\frac{e_0}{h} = \frac{42}{60} = 0,7 > t_{min} = 0,25$, приймаємо $t = 0,7$.

Визначаємо величину критичної сили $N_{кр}$

$$\begin{aligned} N_{кр} &= \frac{1,6 \cdot E_b b h^3}{l_0^2} \left[\frac{1}{3 \cdot \varphi_t} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \mu \cdot \alpha_s \left(\frac{h_0 - a}{h} \right) \right] = \\ &= \frac{1,6 \cdot 2,9 \cdot 10^4 \cdot 400 \cdot 600^3}{6000^2} \left[\frac{1}{3 \cdot 1,63} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right) + 0,004 \cdot 6,9 \cdot \frac{530^2}{600^2} \right] \\ &= 7268 \text{ кН} \end{aligned}$$

Коефіцієнт η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{1500}{7268}} = 1,26$$

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		50

Визначаємо необхідну площу перерізу арматури:

$$e_1 = e_0 \eta + \frac{h' - a'}{2} = 42 \cdot 1,26 + \frac{56,5 - 3,5}{2} = 79,4 \text{ см}$$

Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,734}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,734}{1,1}\right)} = 0,59$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 = 0,734$$

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{1500000}{14,5 \cdot 400 \cdot 565} = 0,458$$

$$\alpha_m = \frac{N_e}{R_b b h_0^2} = \frac{1500000 \cdot 794,2}{14,5 \cdot 400 \cdot 565^2} = 0,643$$

$$A_s = A'_s = \frac{R_b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \cdot \alpha_n)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{14,5 \cdot 400 \cdot 565}{365} \cdot \frac{0,643 - 0,458(1 - 0,5 \cdot 0,458)}{1 - 0,062} = 2566 \text{ мм}^2$$

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b h_0} = \frac{2566 + 2566}{400 \cdot 565} = 0,0227$$

$$\mu = 0,0227 > \mu_{min} = 0,004$$

Уточнюємо значення N_{cr} :

$$N_{кр} = \frac{1,6 \cdot E_b b h^3}{l_0^2} \left[\frac{1}{3 \cdot \varphi_t} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \mu \cdot \alpha_s \left(\frac{h_0 - a}{h} \right) \right] =$$

$$= \frac{1,6 \cdot 2,9 \cdot 10^4 \cdot 400 \cdot 600^3}{6000^2} \left[\frac{1}{3 \cdot 1,63} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1 \right) + 0,0227 \cdot 6,9 \times \right.$$

$$\left. \times \frac{530^2}{600^2} \right] = 13283 \text{ кН}$$

Коефіцієнт η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{1500}{13283}} = 1,127$$

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		51

Визначаємо необхідну площу перерізу арматури:

$$e_1 = e_0 \eta + \frac{h' - a'}{2} = 42 \cdot 1,127 + \frac{56,5 - 3,5}{2} = 73,8 \text{ см}$$

Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = 0,59$$

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{1500000}{14,5 \cdot 400 \cdot 565} = 0,458$$

$$\alpha_m = \frac{N_e}{R_b b h_0^2} = \frac{1500000 \cdot 738}{14,5 \cdot 400 \cdot 565^2} = 0,598$$

$$A_s = A'_s = \frac{R_b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \cdot \alpha_n)}{1 - \delta} \\ = \frac{14,5 \cdot 400 \cdot 565}{365} \cdot \frac{0,598 - 0,458 (1 - 0,5 \cdot 0,458)}{1 - 0,062} = 2343 \text{ мм}^2$$

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b h_0} = \frac{2343 + 2343}{400 \cdot 565} = 0,0207$$

$$\mu = 0,0207 > \mu_{min} = 0,004$$

Приймаємо симетричну арматуру 4Ø28 A400C ($A_s = 2460 \text{ мм}^2$) з кожної сторони.

Несуча здатність перерізу:

$$N_e = 14,5 \cdot 400 \cdot 565^2 \cdot 0,534 (1 - 0,5 \cdot 0,534) + 365 \cdot 2460 (565 - 35) \\ = 1200607 \text{ кН} \cdot \text{мм}$$

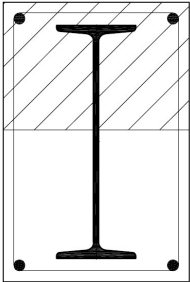
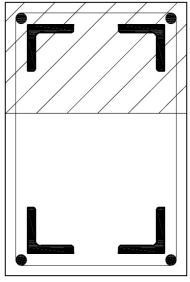
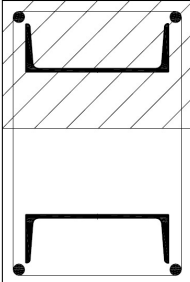
$$N_e/e = \frac{1200607}{738,34} = 1626 \text{ кН} > 1500 \text{ кН}$$

Розрахунок даного перерізу був виконаний у програмі «Арбат», яка входить до програмного комплексу SCAD [додаток №2].

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		52

4. Аналіз результатів розрахунку

В даній роботі було проведено ряд розрахунків стиснутих залізобетонних елементів з різними видами жорсткої арматури. Також, для порівняння результатів, був зроблений розрахунок аналогічного залізобетонного перерізу з гнучкою арматурою.

Переріз	Площа перерізу арматури	Площа зведеного перерізу	Критична сила	Висота стиснутої зони
 № 50	97,8 см ²	3037 см ²	20887 кН	280,1 мм
 № 100x16	118,8 см ²	3168 см ²	27798 кН	273,47 мм
 № 30	81 см ²	2932 см ²	15848 кН	268,7 мм

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

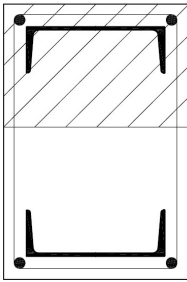
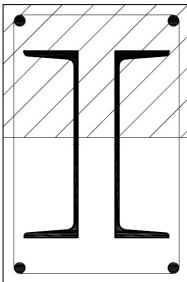
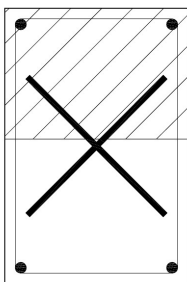
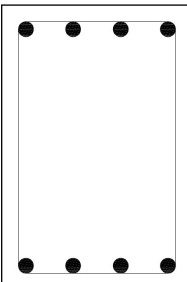
 <p>№ 30</p>	81 см ²	2932 см ²	21727 кН	268,7 мм
 <p>№ 40</p>	123 см ²	3194 см ²	17649 кН	285,18 мм
 <p>d=12мм</p>	100,4 см ²	3017 см ²	9311 кН	284,9 мм
 <p>4φ28</p>	49,2 с м ²	2740 с м ²	13283 кН	

Табл. 4.1. Характеристики перерізів за результатами розрахунку.

З таблиці 4.1. видно, що були порівняні такі профілі жорсткої арматури: двотавр №50, чотири кутики №100х16, два швелери №30 з різною орієнтацією полиць, два швелери №40, хрестово-діагональний переріз з листової сталі та переріз з використанням гнучкої арматури.

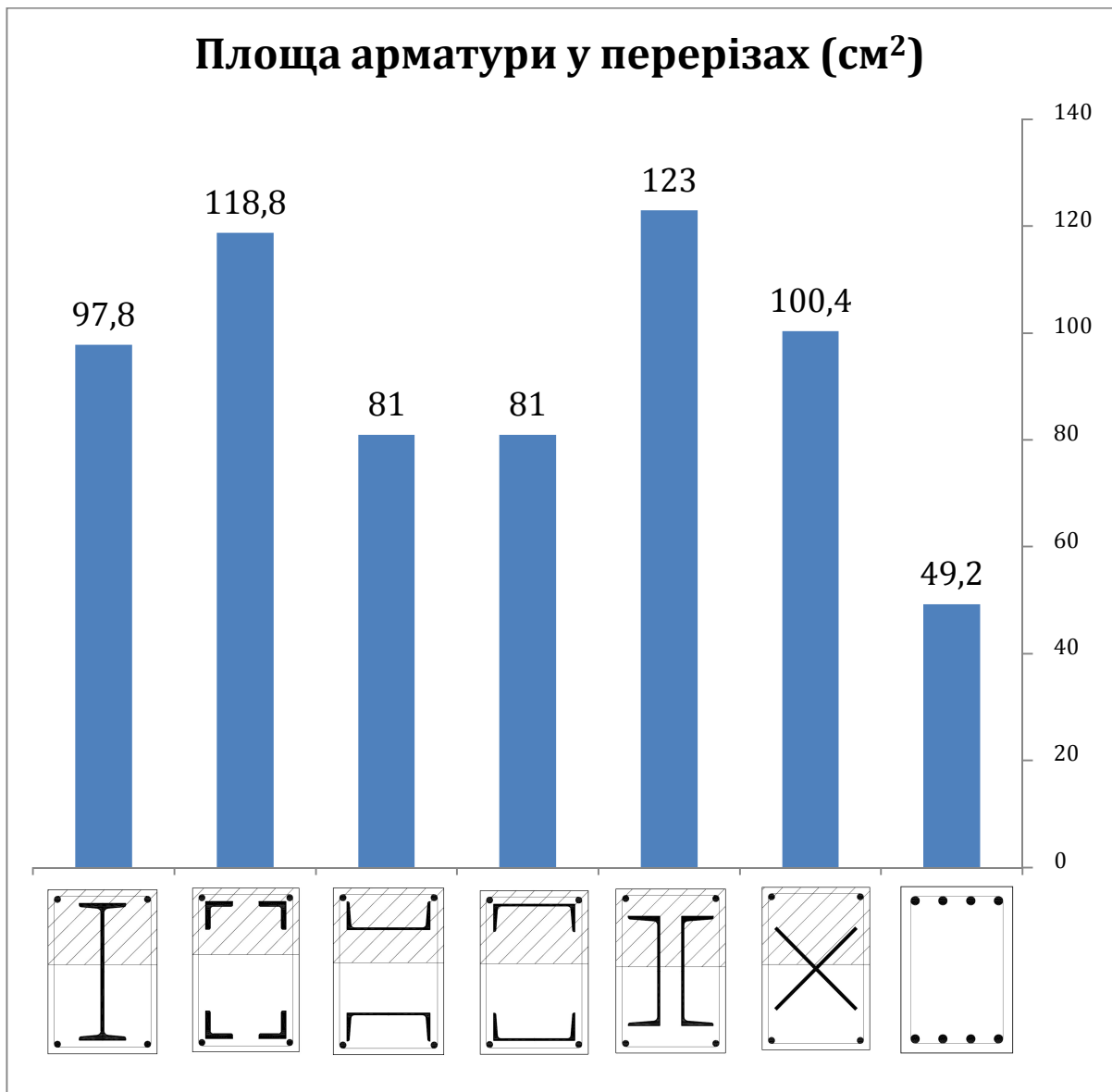
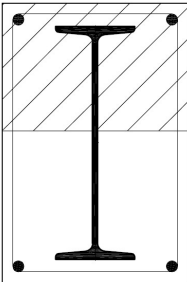
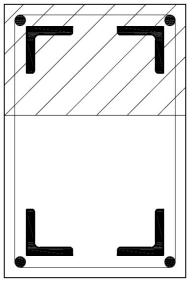
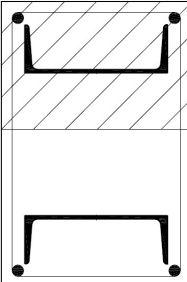
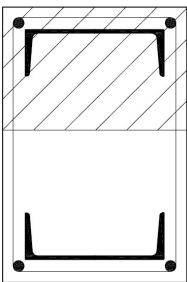


Рис. 4.1. Площа арматури у перерізах.

З діаграми (рис.4.1.) видно, що площа використаної арматури у перерізах з жорсткою арматурою змінюється у межах від 80 до 120 см². Найменша кількість арматури використана у перерізі з гнучкою арматурою. Площа зведеного перерізу змінюється аналогічно, тому що площа арматури множиться на коефіцієнт α , який приводить площу сталі до еквівалентної площі бетону.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

В таблиці 4.2. показана несуча здатність та процент армування кожного перерізу.

Переріз	Ексцентриситет	Несуча здатність	Забезпечення міцності	Процент армування
 №50	71,7 см	1561 кН	104,1 %	5,96 %
 №100x16	70,9 см	1715 кН	114,3 %	6,83 %
 №30	72,9 см	1252 кН	66,3 %	5,26 %
 №30	71,6 см	1466 кН	97,8 %	5,26 %

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Арк.

56

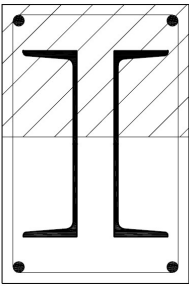
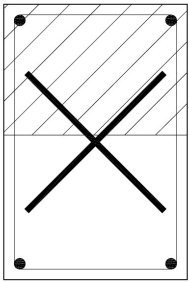
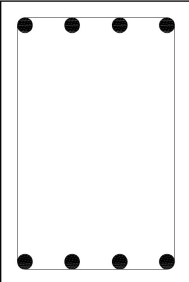
 №40	72,4 см	1181 кН·м	78,7 %	7,01 %
 d=12мм	76,6 см	978 кН	66,2 %	5,82 %
 4φ28	73,8 см	1626 кН	108,4 %	2,05 %

Табл. 4.2. Характеристики перерізів за результатами розрахунку.

Умові міцності задовольнили лише два перерізи з жорсткою арматурою, а саме переріз з використанням прокатного двотавра №50 та переріз де у якості жорсткої арматури використовується чотири рівнобкі кутики №100х16.

Також умові міцності задовольнив переріз з використанням традиційної гнучкої арматури. Площа арматури цього перерізу 50 см² і процент армування не перевищує 3%.

Найгірше для даного перерізу підійшла жорстка арматура з листової сталі хрестово-діагонального перерізу. Це пояснюється тим, що таку арматуру рекомендується застосовувати при малих ексцентриситетах. В даному випадку ексцентриситет 76,6 см.

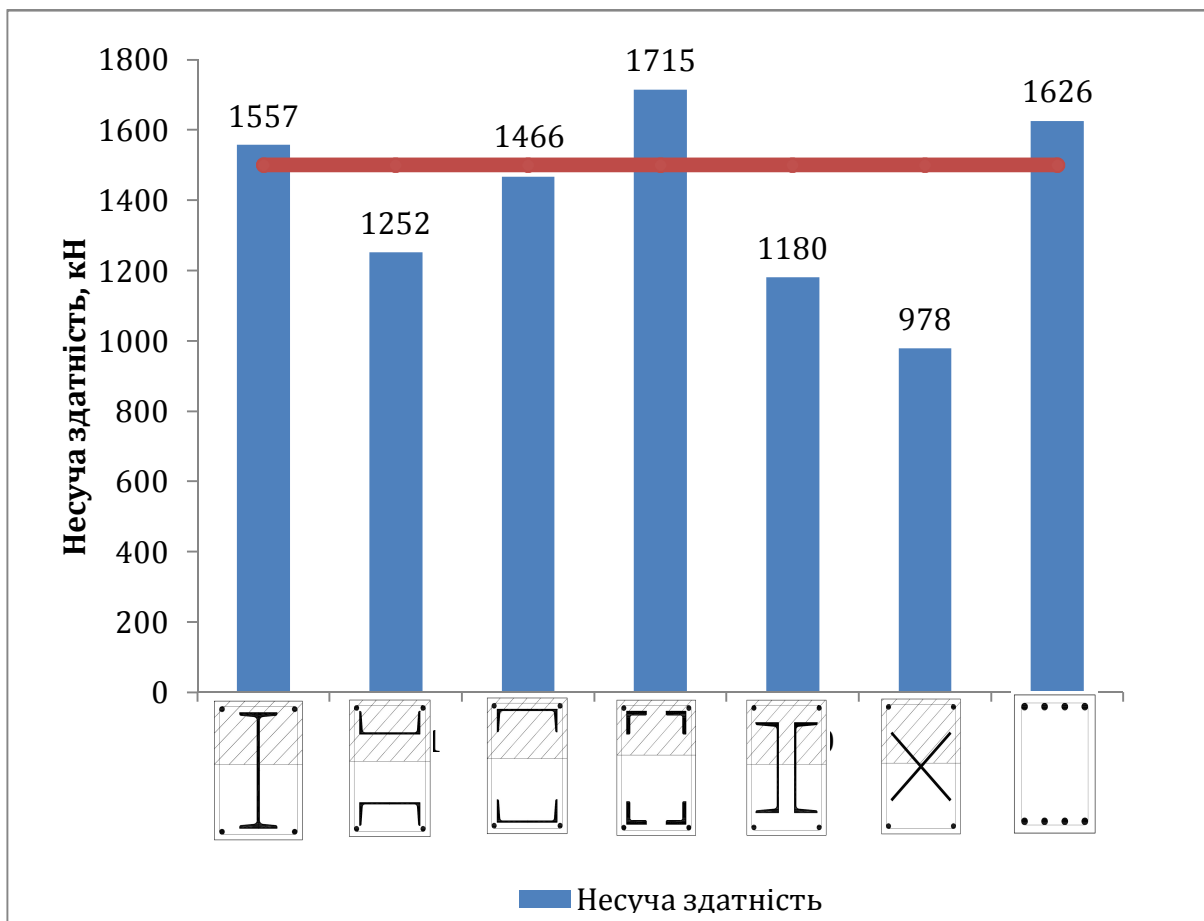


Рис. 4.2. Забезпечення несучої здатності перерізами.

На несучу здатність перерізу, в якому використовується жорстка арматура, впливає декілька факторів. Дуже важливим фактором, окрім площі арматури, є розташування арматури у перерізі. З діаграм (рис.4.1. та рис. 4.2.) можна побачити, що найбільша площа арматури у перерізі, де у якості жорсткої арматури виступають два швелери №40 (123 см²), але його міцність забезпечена лише на 78,7% (табл. 4.2.).

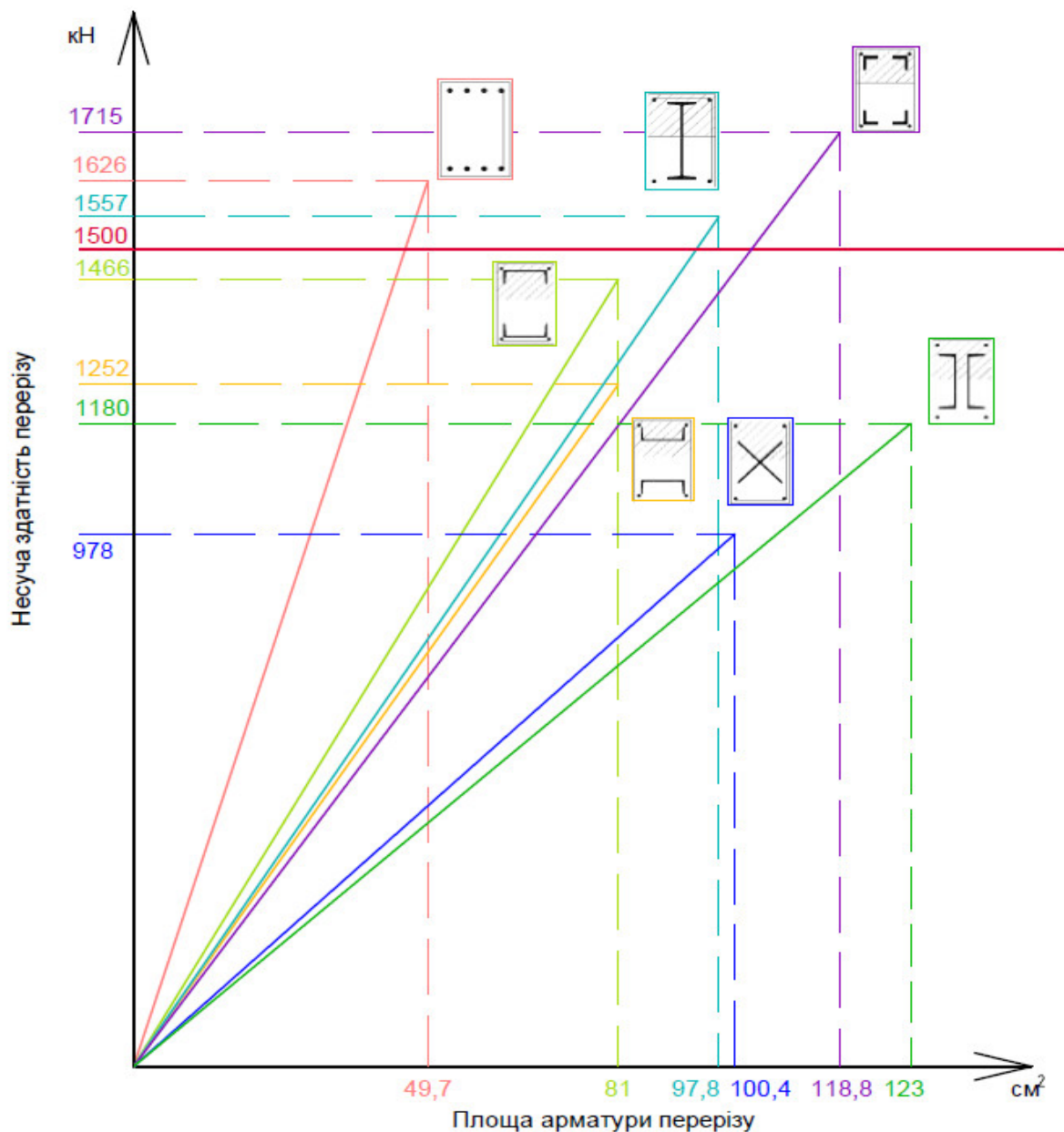


Рис. 4.3. Забезпечення несучої здатності перерізами.

Також з діаграм видно, що деякі перерізи майже повністю забезпечили умовам міцності. У рекомендаціях до проектування залізобетонних конструкцій з жорсткою арматурою сказано, що гнучку арматуру потрібно встановлювати у всіх випадках. У всіх розрахованих перерізах використовувувалась гнучка арматура діаметром 12 мм, тому збільшивши діаметр гнучкої арматури можна досягти збільшення міцності перерізу.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

На рисунках 4.4. – 4.9. показано збільшення несучої здатності перерізу зі збільшенням діаметр гнучкої арматури від 12 мм до 22 мм.

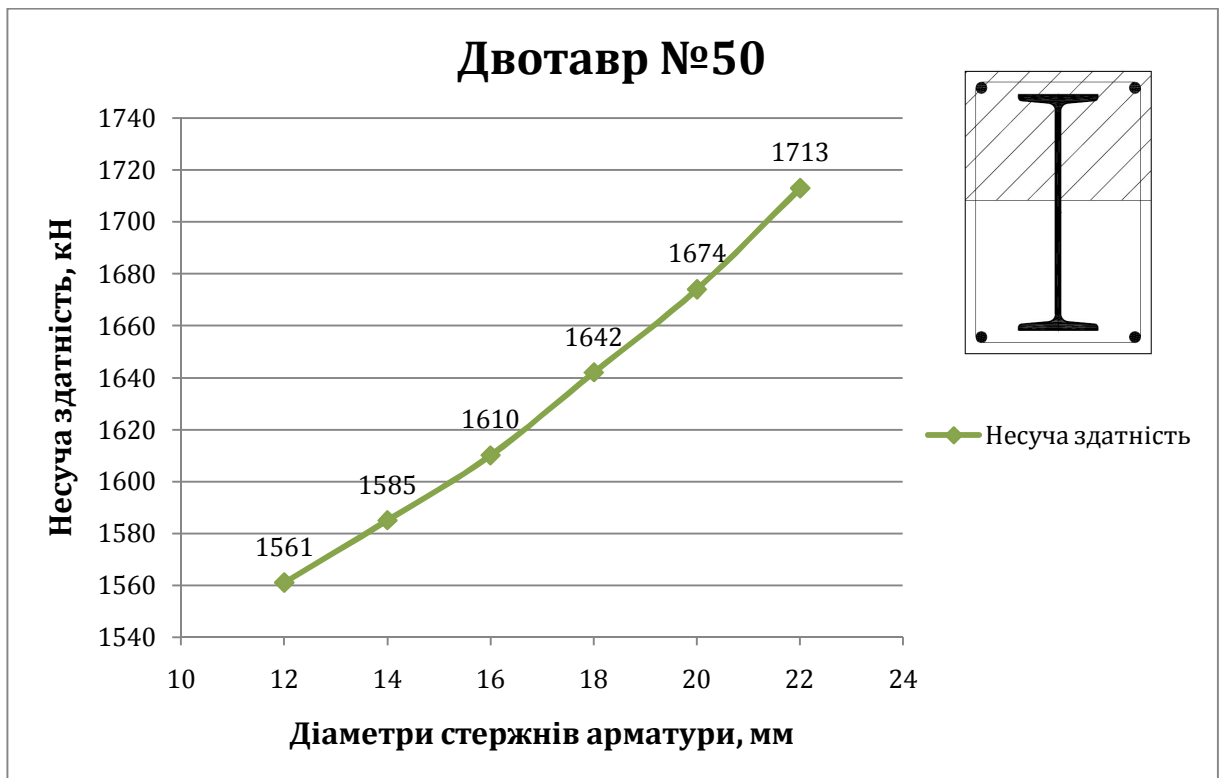


Рис. 4.4. Збільшення несучої здатності при збільшенні площі гнучкої арматури.



Рис. 4.5. Збільшення несучої здатності при збільшенні площі гнучкої арматури.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

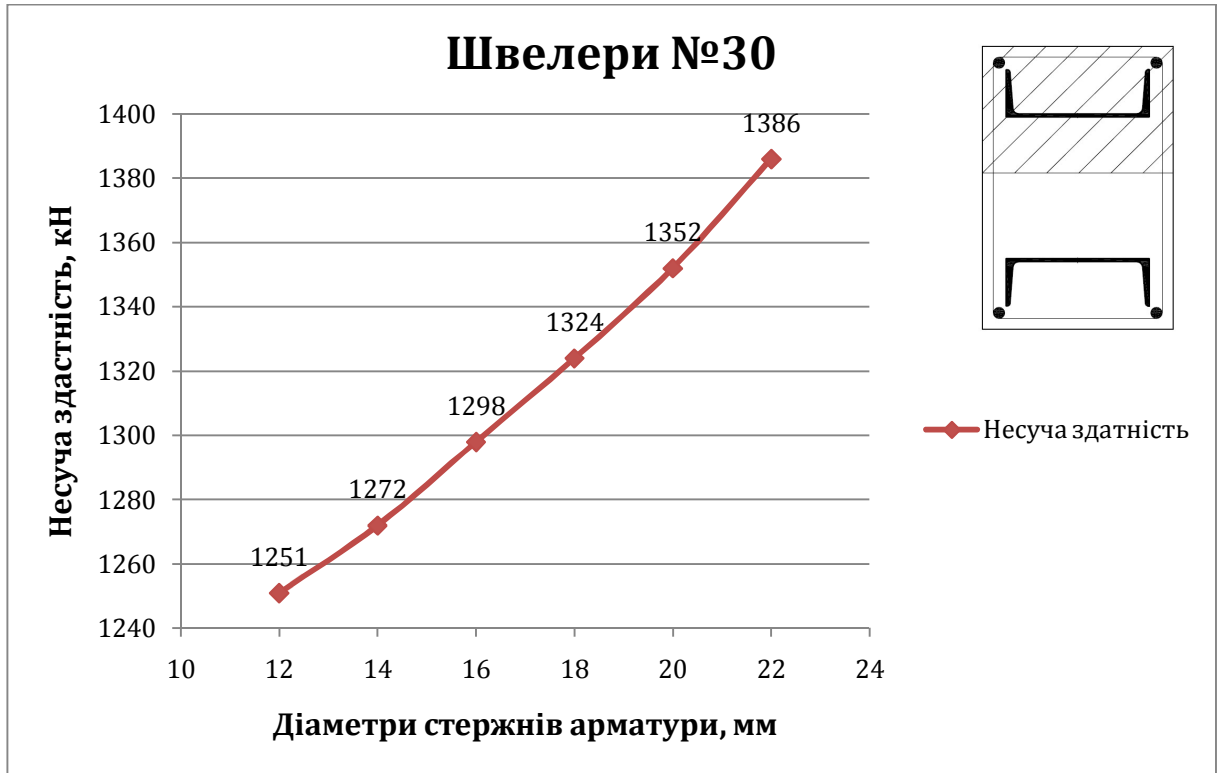


Рис. 4.6. Збільшення несучої здатності при збільшенні площі гнучкої арматури.

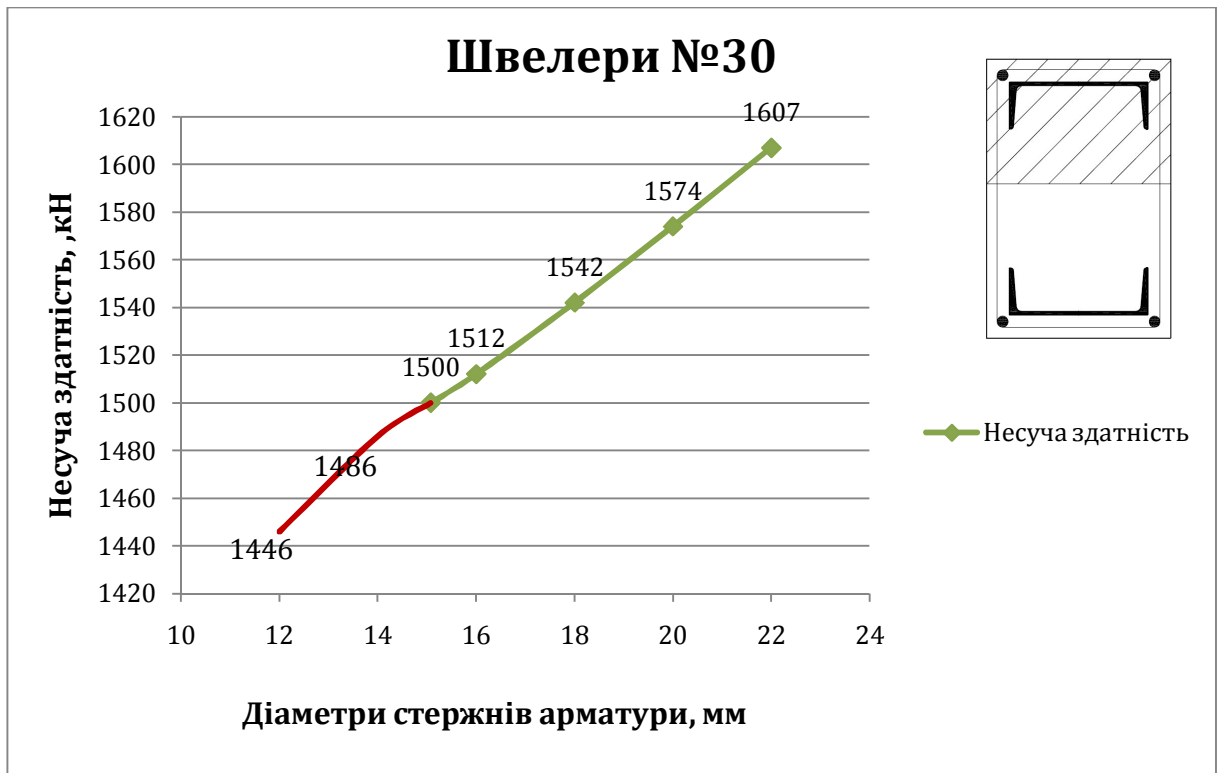


Рис. 4.7. Збільшення несучої здатності при збільшенні площі гнучкої арматури.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

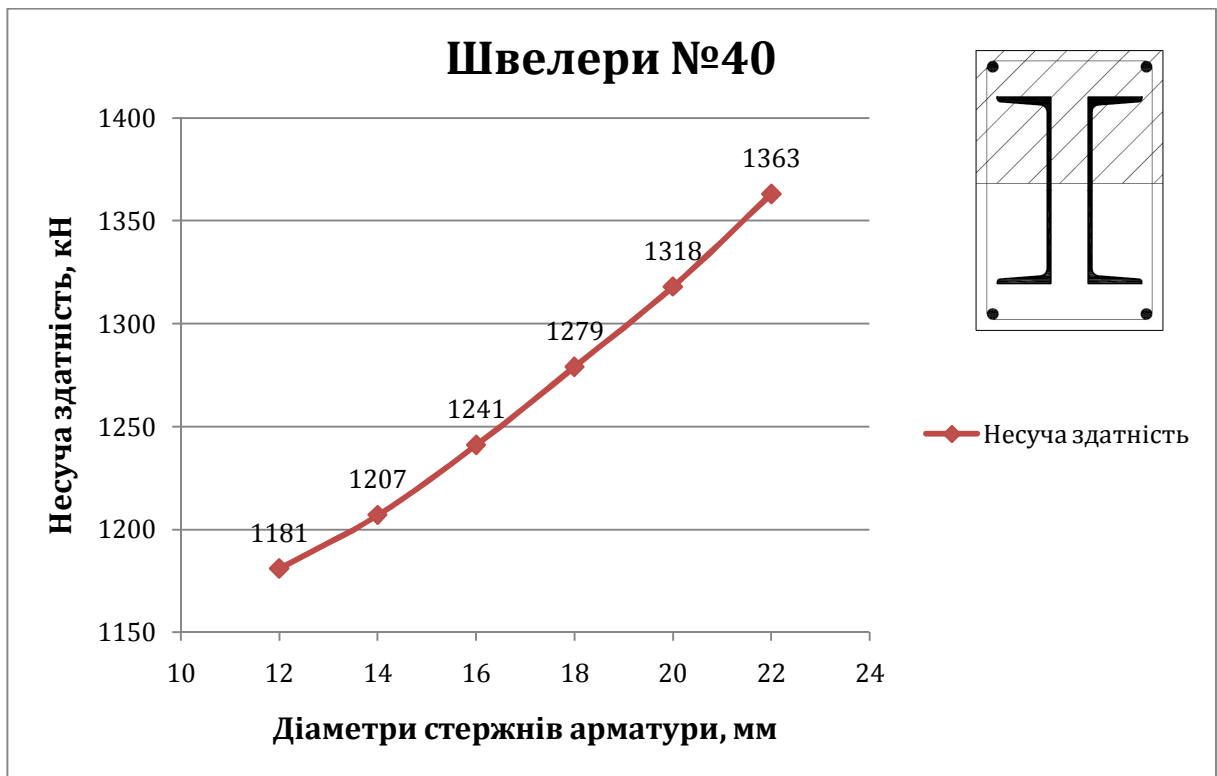


Рис. 4.8. Збільшення несучої здатності при збільшенні площі гнучкої арматури.

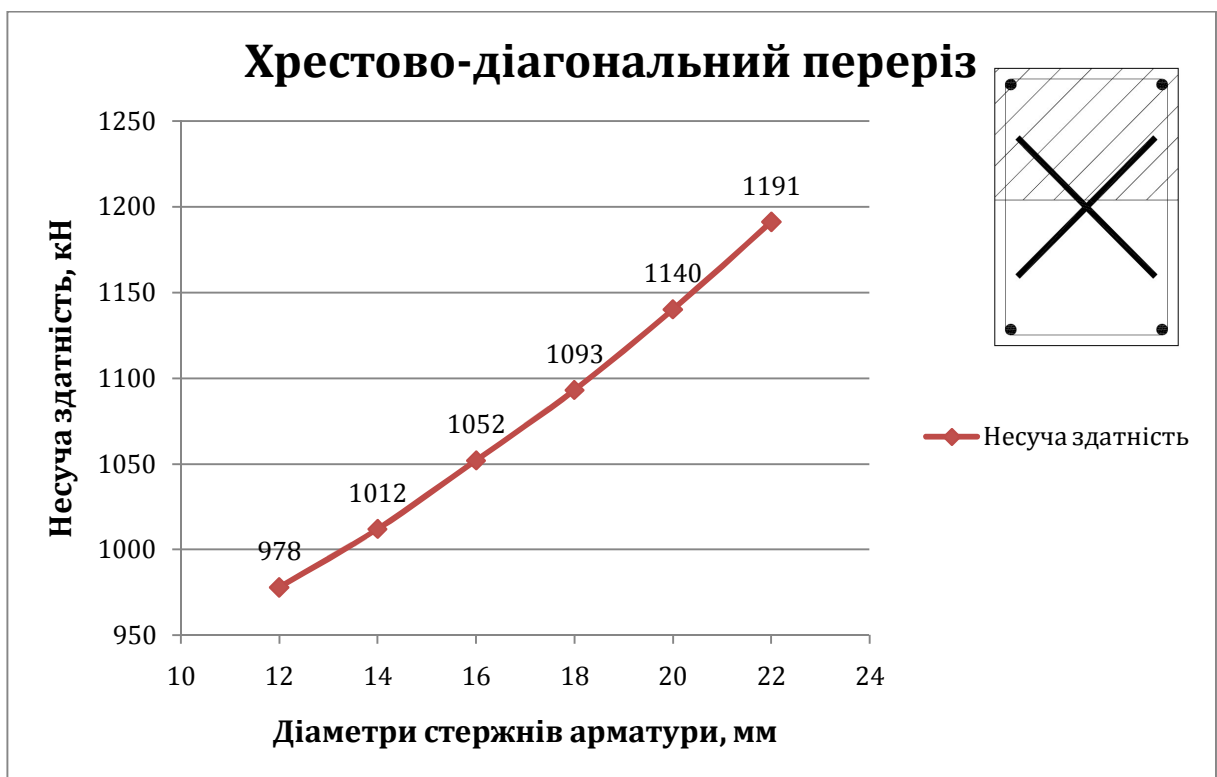


Рис. 4.9. Збільшення несучої здатності при збільшенні площі гнучкої арматури.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

Збільшивши діаметри гнучкої арматури вдалося досягти забезпечення міцності перерізу з двома швелерами №30. Встановивши арматуру діаметром 16 мм, було досягнуто міцності 1512 кН, що є більше необхідних 1500 кН.

Перерізи з двотавром №50 та кутиками №100х16 з чотирма стержнями діаметром 22мм досягли міцності 1713 та 1877 кН відповідно. Інші перерізи від збільшення діаметрів гнучкої арматури не досягли необхідної міцності (рис. 4.4.-4.9.).

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		63

5. Використання комп'ютерних програм для розрахунку Програма «Конструктор сечений»

При розрахунку поставлених задач необхідно було знати геометричні характеристики складених перерізів із профілів металопрокату та з листової сталі. Для полегшення розрахунку можна використовувати комп'ютерну програму «Конструктор сечений», яка входить до складу програмно обчислювального комплексу «SCAD Office».

Програма «Конструктор сечений» дає можливість формувати та розрахувати геометричні характеристики перерізів за прокатної та листової сталі.

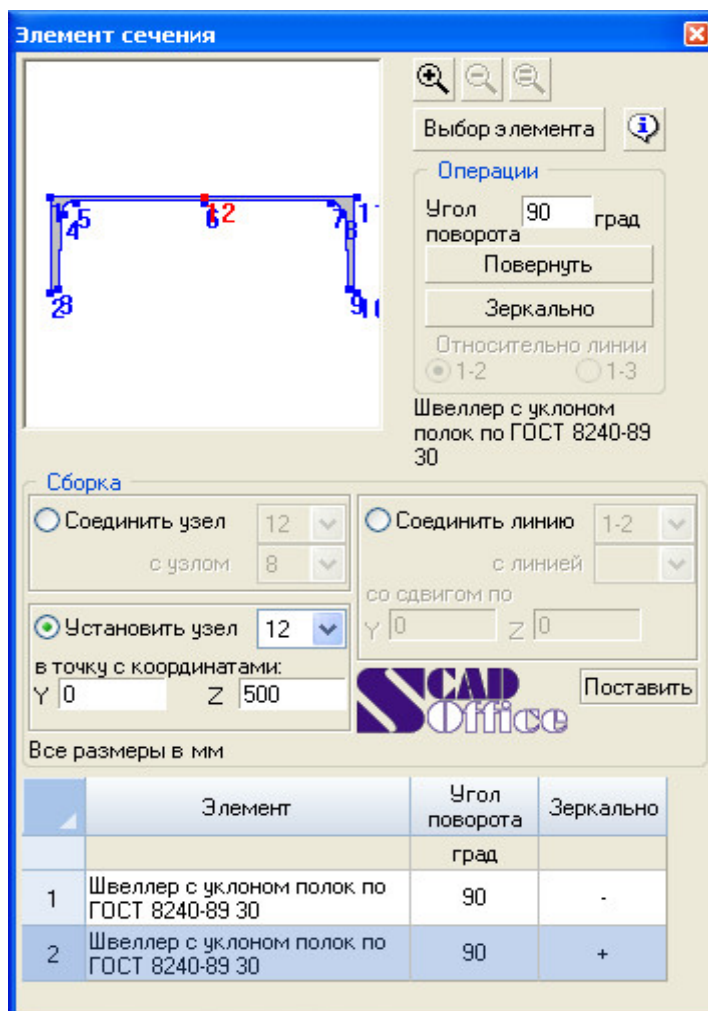


Рис. 5.1. Програма «Конструктор сечений». Формування складеного перерізу з вибраних елементів.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

Програма «Конструктор сечений» містить такі каталоги металопрокату:

- Полный каталог профилей ГОСТ..
- Сокращенный сортамент
- СТО АСЧМ 20-93
- Старые сортаменты
- Сварные профили
- ASTM
- OTUA
- ARBED
- DIN
- Великобритания - стандартные профили
- Великобритания - импортируемые профили
- Японский сортамент
- Индийский сортамент
- Сортамент стальных оцинкованных канатов по ГОСТ
- Сортамент арматурных стержней по ГОСТ
- Сортамент арматурных стержней по ENV 10080:1996
- Сортамент арматурных стержней Республики Беларусь

Рис. 5.2. Програма «Конструктор сечений». Каталоги профілів металопрокату.

Також програма дає можливість сформуванню перерізу з листової сталі. Для цього при виборі елемента необхідно вказати товщину і ширину листа металу.

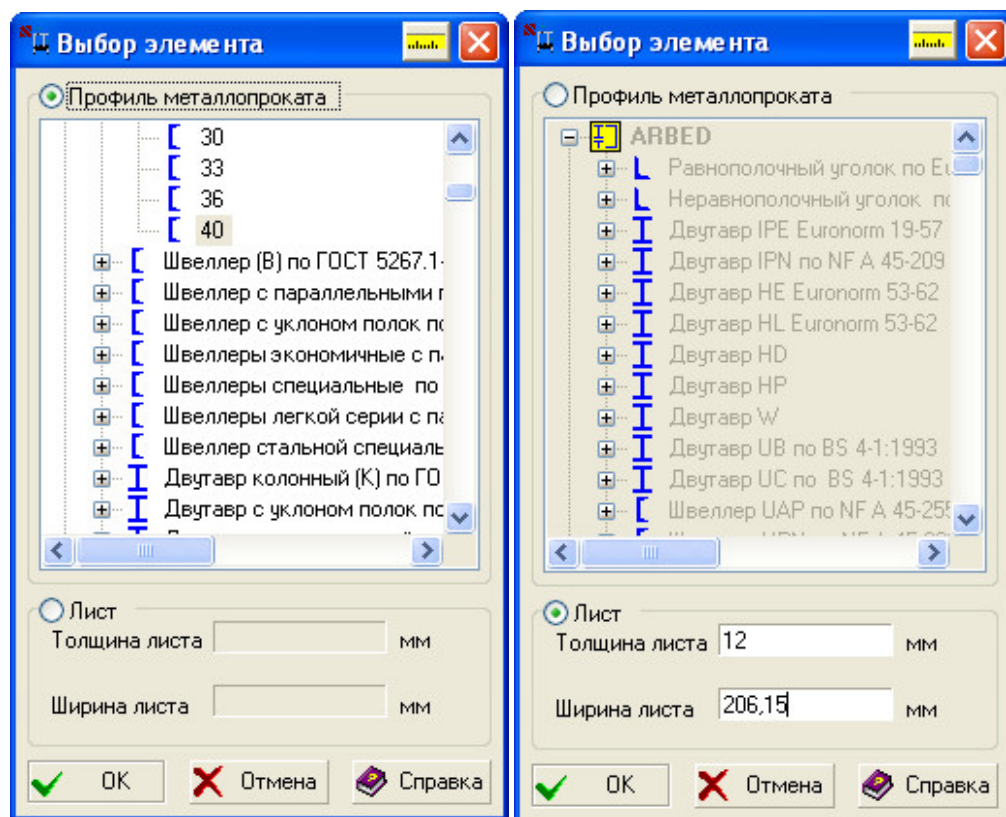


Рис. 5.3. Програма «Конструктор сечений». Вибір профілів металопрокату або листів сталі для формування складеного перерізу.

Вибрані елементи можна встановити на робоче поле і таким чином сформувати будь-який складений переріз. На рисунку 5.4. показаний приклад сформованого перерізу, який був використаний при розрахунку поставлених задач.

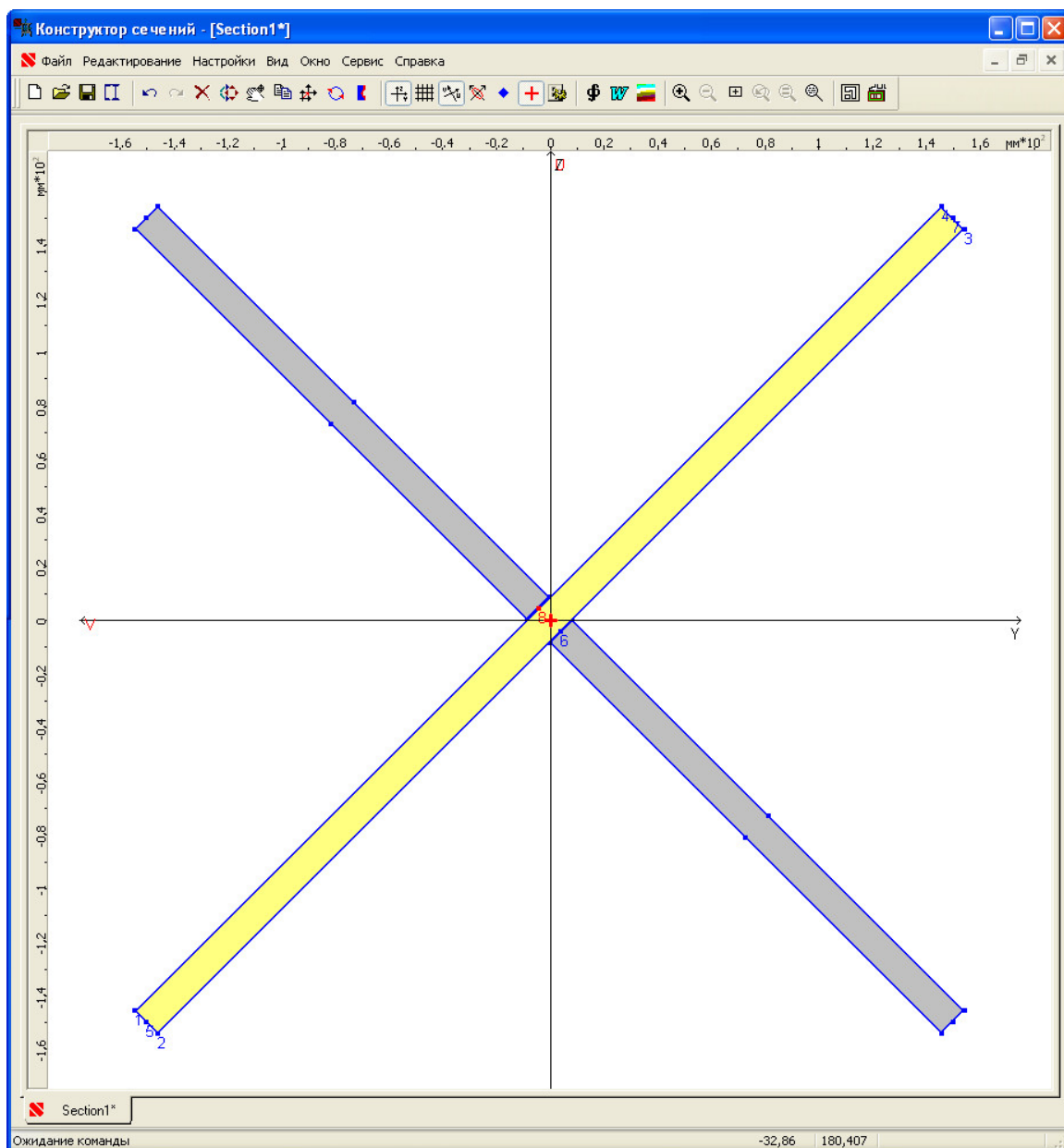


Рис. 5.4. Програма «Конструктор сечений». Сформований хрестово-діагональний переріз із листової сталі.

Після формування перерізу користувач має можливість отримати результати розрахунку цього перерізу (рис 5.5.) та отримати звіт у текстовому редакторі (додаток 1).

Параметр	Значение	Единицы измерения
A	Площадь поперечного сечения	100,392 см ²
α	Угол наклона главных осей инерции	90 град
I_y	Момент инерции относительно центральной оси Y1 параллельной оси Y	7644,631 см ⁴
I_z	Момент инерции относительно центральной оси Z1 параллельной оси Z	7644,631 см ⁴
I_t	Момент инерции при свободном кручении	45,297 см ⁴
i_y	Радиус инерции относительно оси Y1	8,726 см
i_z	Радиус инерции относительно оси Z1	8,726 см
W_{u+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси U	495,583 см ³
W_{u-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси U	495,583 см ³
W_{v+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси V	495,583 см ³
W_{v-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси V	495,583 см ³
$W_{pl,u}$	Пластический момент сопротивления относительно оси U	761,918 см ³
$W_{pl,v}$	Пластический момент сопротивления относительно оси V	761,663 см ³
I_u	Максимальный момент инерции	7644,631 см ⁴

Рис. 5.5. Програма «Конструктор сечений». Результати розрахунку. Геометричні характеристики складеного перерізу.

Програма консул призначена для формування довільних складених перерізів із сталених профілів та листів, а також розрахунку їх геометричних характеристик, необхідних для виконання розрахунку конструкцій. Розрахунки виконуються за звичайними правилами опору матеріалів. По результатам розрахунку геометричних характеристик формується звіт [додаток 1]. Результати розрахунку геометричних характеристик можуть бути експортовані в розрахунковий комплекс SCAD[10].

Програма «Арбат»

При розрахунку поставлених задач крім «ручних» методів у роботі також були використані розрахунки з програми «Арбат», яка входить до програмно-обчислювального комплексу SCAD Office. У програмі «Арбат» було обчислено розрахункову задачу №7, де використовувалась гнучка арматура.

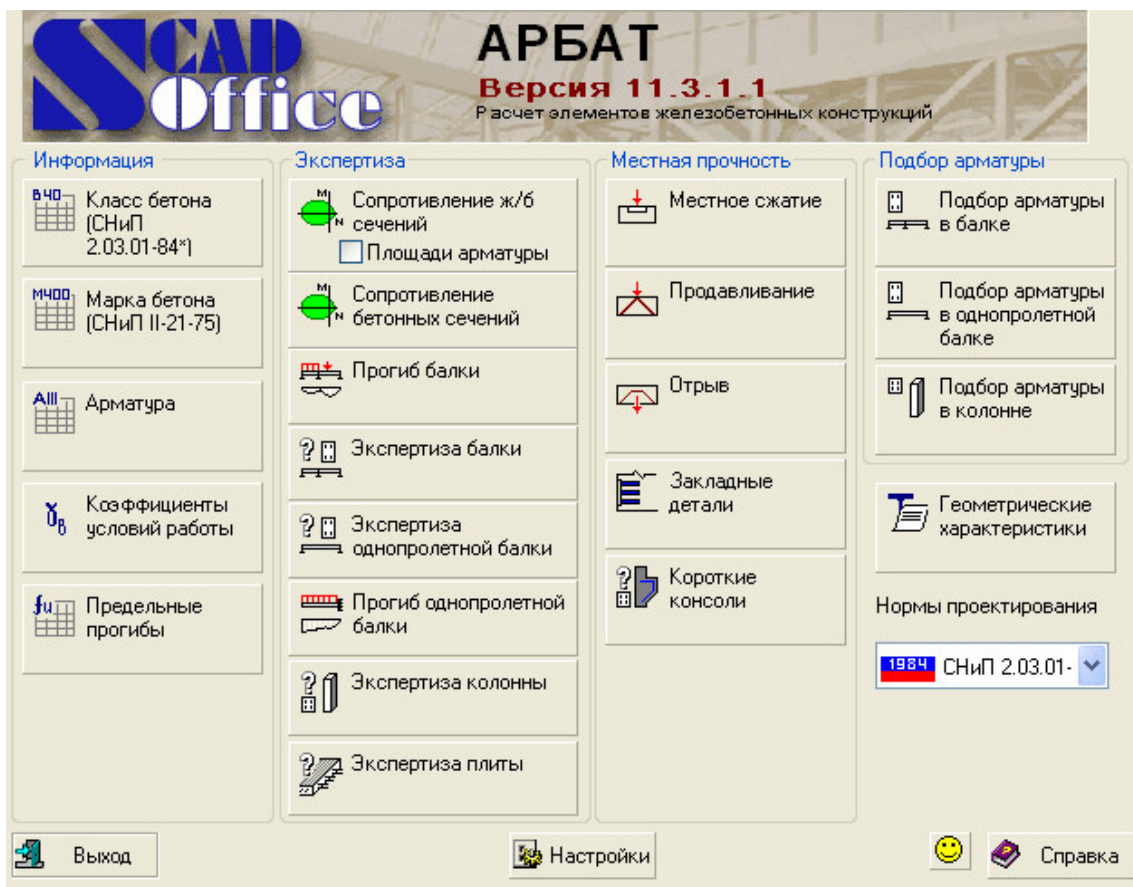


Рис. 5.6. Програма «Арбат».

Програма «Арбат» призначена для підбору і перевірки існуючої арматури в елементах залізобетонних конструкцій, а також для обчислення прогинів в залізобетонних балках. Розрахунок виконується по граничних станах першої та другої групи для розрахункових сполучень зусиль (РСЗ), що вибираються автоматично в залежності від заданих

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		68

навантажень у відповідності до вимог СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия [18]. Підбір та перевірки виконуються для залізобетонних конструкцій з важкого, дрібнозернистого та легкого бетонів.

В режимі «Сопротивление сечений» (рис. 5.7.) визначається несуча здатність перерізів в залежності від положення, площі та класу арматури, класу бетону, умов експлуатації та допустимої ширини розкриття тріщин. Тріщиностійкість при сумісній дії поздовжньої сили та згинального моменту, а також при сумісній дії поздовжньої і поперечної сил.

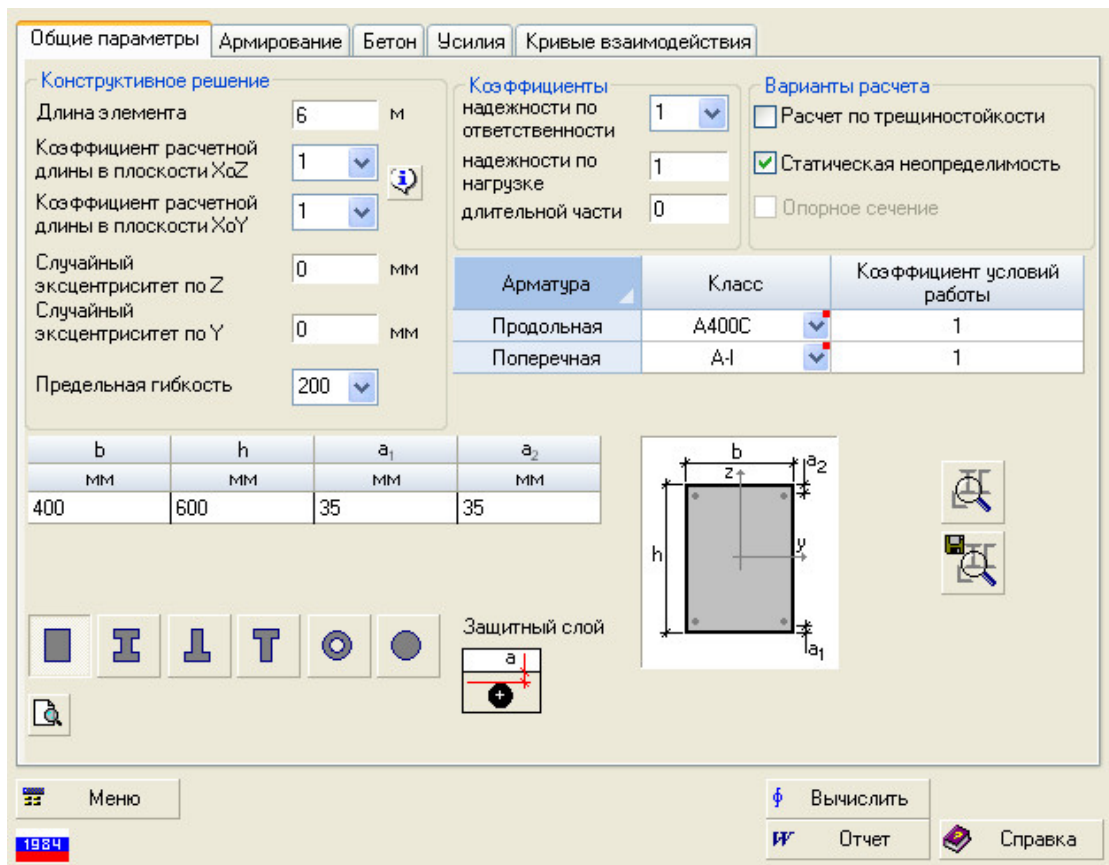


Рис. 5.6. Программа «Арбат». Режим «Сопротивление сечений»

Так як колона вже розрахована «вручну», то можна скористатись режимом «Сопротивление сечений» для перевірки міцності запроєктованого перерізу.

У вкладці «Общие параметры» задається довжина, розміри та форма перерізу бетонної колони, товщина захисного шару бетону. Вибираються класи поздовжньої та поперечної арматури.

В наступних вкладках «Армирование» та «Бетон» (рис. 5.7.) задаються діаметри та кількість стержнів гнучкої арматури, вид та клас бетону.

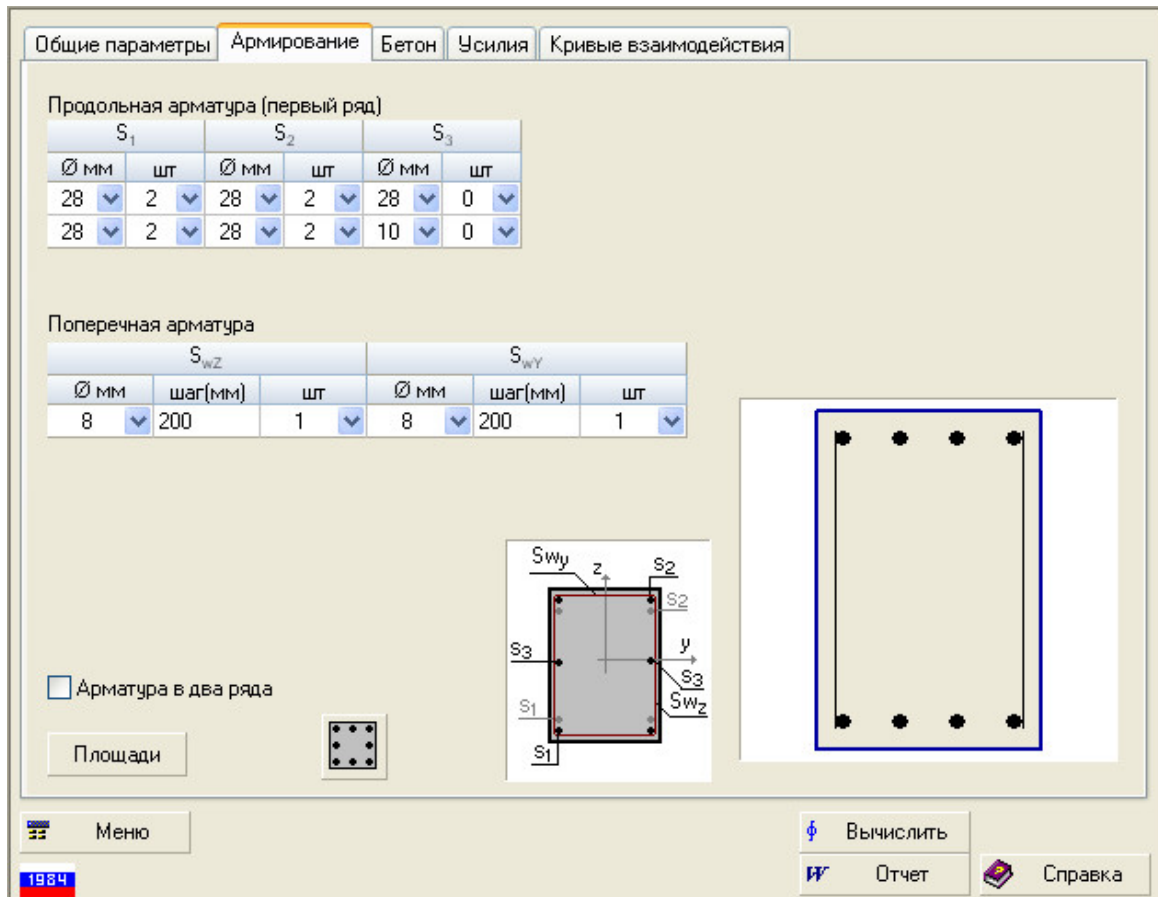


Рис. 5.7. Програма «Арбат». Режим «Сопротивление сечений». Вибір армування.

У вкладці «Усилия» задаються поздовжні, поперечні сили та згинальні моменти. Переріз стержня перевіряється на міцність при сумісній дії поздовжньої сили та згинального моменту, згинальних моментів у двох силових площинах, а також при сумісній дії поздовжньої та поперечної сил.

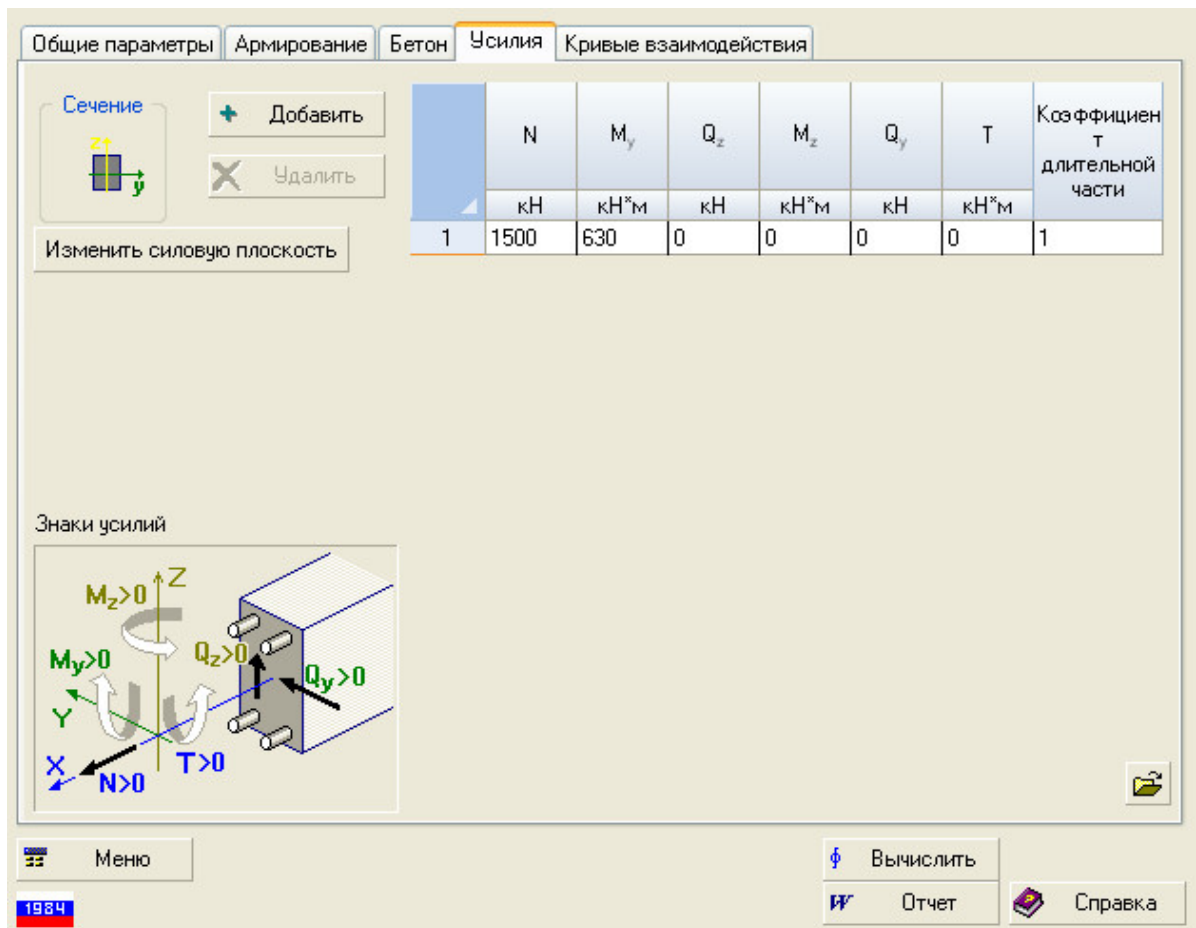


Рис. 5.8. Програма «Арбат». Режим «Сопротивление сечений». «Усилия».

Задавши всі параметри та характеристики залізобетонного перерізу, необхідні для розрахунку, за допомогою вкладки «Кривые взаимодействия» (рис. 5.9.) можна виконати розрахунок даної колони.

За допомогою цієї вкладки можна побачити криві взаємодій для вибраних зусиль та отримати звіт по розрахунку залізобетонного перерізу.

Порівнявши отримані результати, можна включити їх до аналізу розрахунків.

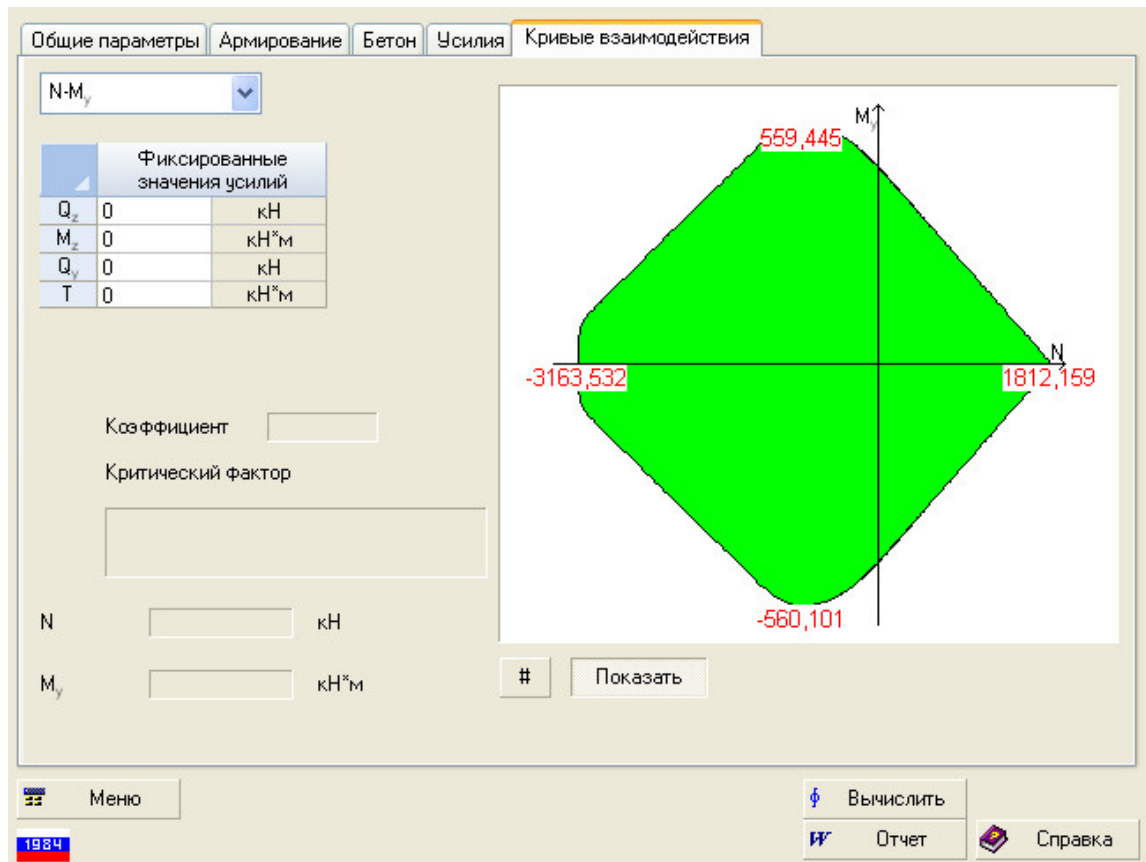
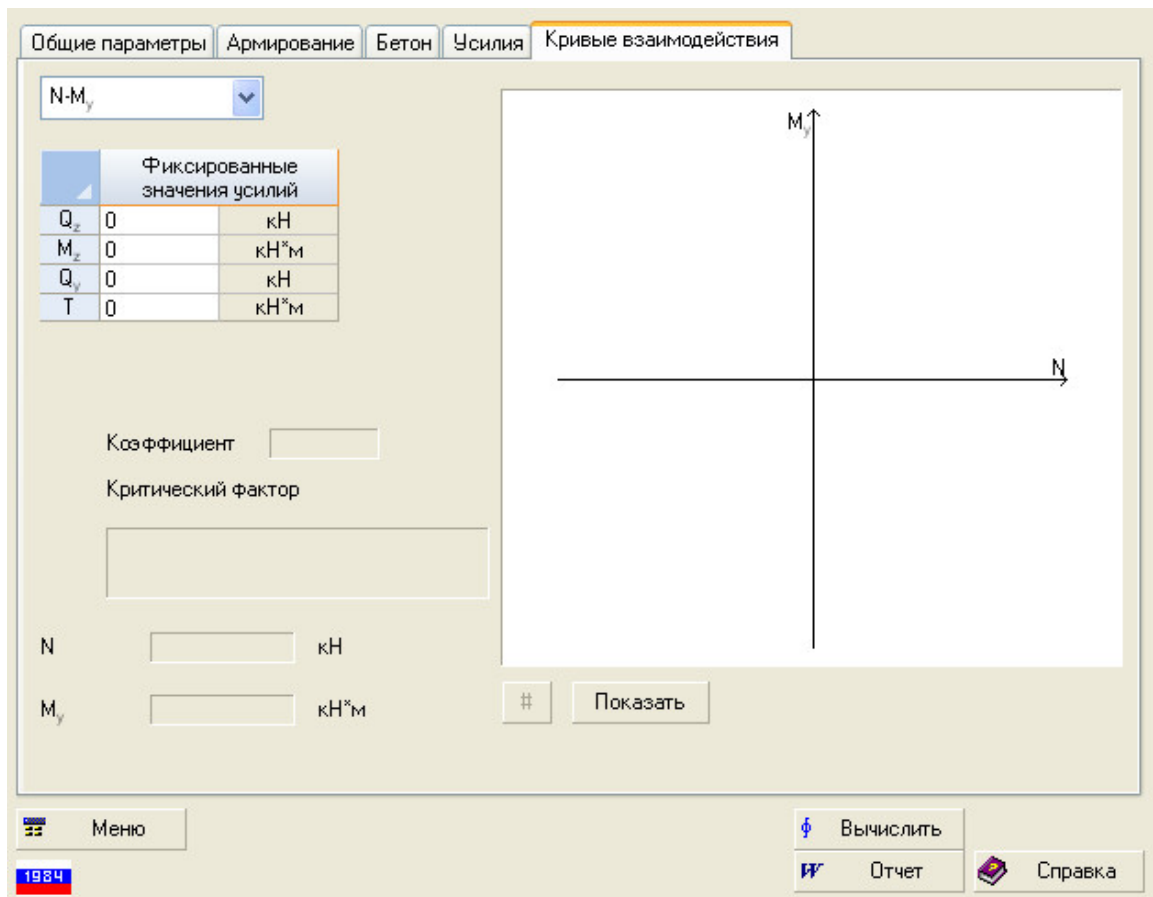


Рис. 5.8. Програма «Арбат». Режим «Сопротивление сечений». Криві взаємодій..

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

6. Висновки

Жорстка арматура – економічне та надійне вирішення проблем будівництва багатопверхових будівель, у яких навантаження на колони нижніх поверхи є дуже великим. У якості жорсткої арматури можуть використовуватися сталеві зварні та прокатні профілі.

Проблемами у питанні проектування залізобетонних конструкцій з жорсткою арматурою є відсутність достатньої кількості літератури по розрахунку, а також відсутність можливості автоматизованого розрахунку таких конструкцій. В умовах сучасного будівництва усі проектні компанії для розрахунків будівельних конструкцій користуються електронними програмними комплексами. Але в жодному з них не можна обчислити залізобетонні елементи з жорсткою арматурою.

За результатами розрахунків поставленої задачі можна побачити, як працює кожен металевий профіль в конкретному бетонному перерізі. Кожен із профілів був запроектований відповідно до вимог проектування залізобетонних елементів з жорсткою арматурою і має максимально допустимі габарити для даного перерізу. Тому у заданому від самого початку перерізі (400x600мм) найкраще працює двотавровий та кутиковий металеві профілі. Це пояснюється, тим що в даних перерізах метал найкраще розподілений відносно нейтральної осі, а ексцентриситети відносно невеликі .

Комп'ютерний розрахунок можна використовувати лише частково, для допомоги у проектуванні. У даній роботі була використана дана можливість для визначення геометричних характеристик складених перерізів та для перевірки несучої здатності вже запроектованої колони з гнучкою арматурою.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		73

В наш час немає достатньо інформації та можливостей для індустріального проектування залізобетонних елементів з жорсткою арматурою. Для цього потрібні програмні комплекси, котрі зможуть розраховувати цілі будівельні конструкції, тому що за допомогою ручного розрахунку можна перевірити лише окремі елементи, так як це займає багато часу. Але це питання не можна залишати без уваги, так як використання даної технології істотно збільшує працездатність і надійність конструкції сучасних багатоповерхових будівель і по суті є безальтернативним.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		74

Список використаної літератури:

1. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін. ; За ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища шк., 1995. – 591 с.
2. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. – М., 1989. – 86с.
3. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. - М., Стройиздат, 1978. - 55 с.
4. Железобетонные конструкции. Общий курс: Учебник. Изд. 4-е пересм. и доп. / Байков В.Н., Сигалов Э.Е. - М.: Стройиздат, 1984. - 728с.
5. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для строит. спец. вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин; Под ред. В.М. Бондаренко. – 4-е изд., доп. – М.: Высш. шк., 2007. – 887с.
6. Железобетонные и каменные конструкции. Учебное издание / О.Г. Кумпяк и др. – М.: Издательство АСВ. – 2008. – 472с.
7. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.
8. ДБН В.2.2.-24: 2009. Проектування висотних житлових і громадських будинків.
9. ДБН В.2.6.-98: 2009. Бетонні та залізобетонні конструкції
10. Вычислительный комплекс SCAD / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, М.А. Микитавренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер, - М.: Издательство «СКАД СОФТ», 2009. – 656с.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		75

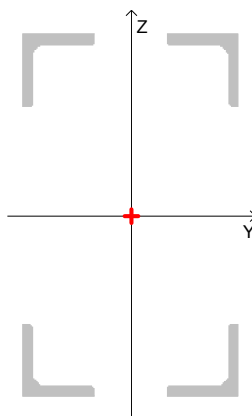
11. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук, и др.; Под редакцией А.Б. Голышева. – К.: Будівельник, 1985. – 496с.
12. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование / Под редакцией А.Я. Барашикова. – К.: Вища школа. Головное издательство, 1987. – 416с.
13. Железобетонные и каменные конструкции / Сост.: В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М.: Высшая школа., 1987. – 384с.
14. Ватин Н.И., Иванов А.Д. Сопряжение колонны и безребристой бескапитальной плиты перекрытия монолитного железобетонного каркасного здания. Дис. на соиск. квалиф. магистра: 05.23.01., СПб., 2006 .– 81с.
15. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій / О.В. Семко. – К.: Сталь, 2004. – 316с.
16. Плитная сталежелезобетонная конструкция / Д.А. Пекин. - Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2010. - 435с.
17. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры(к СНиП 2.03.01-84). - М., Стройиздат, 1984.
18. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М., 1989.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		76

Додаток №1. Геометричні характеристики складених перерізів отримані у результаті розрахунку в програмі «Конструктор сечений»

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		77

Додаток 1: Геометричні характеристики складених перерізів



Елемент сечения	Угол	Зеркально
Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L100x16	0 град	-
Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L100x16	0 град	+
Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L100x16	0 град	+
Уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L100x16	0 град	+

Габариты 300 x 500 мм

Геометрические характеристики			
	Параметр	Значение	Единицы измерения
A	Площадь поперечного сечения	118,72	см ²
α	Угол наклона главных осей инерции	0	град
I_y	Момент инерции относительно центральной оси Y1 параллельной оси Y	58181,824	см ⁴
I_z	Момент инерции относительно центральной оси Z1 параллельной оси Z	17968,793	см ⁴
I_t	Момент инерции при свободном кручении	90,359	см ⁴
i_y	Радиус инерции относительно оси Y1	22,138	см
i_z	Радиус инерции относительно оси Z1	12,303	см
W_{u+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси U	2327,273	см ³
W_{u-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси U	2327,273	см ³
W_{v+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси V	1197,92	см ³
W_{v-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси V	1197,92	см ³
$W_{pl,u}$	Пластический момент сопротивления относительно оси U	2617,012	см ³
$W_{pl,v}$	Пластический момент сопротивления относительно оси V	1420,827	см ³
I_u	Максимальный момент инерции	58181,824	см ⁴
I_v	Минимальный момент инерции	17968,793	см ⁴
i_u	Максимальный радиус инерции	22,138	см
i_v	Минимальный радиус инерции	12,303	см
y_m	Координата центра масс по оси Y	-2,74e-015	см
z_m	Координата центра масс по оси Z	0	см
I_1	Момент инерции относительно глобальной оси Y	58181,824	см ⁴
I_2	Момент инерции относительно глобальной оси Z	17968,793	см ⁴
I_p	Полярный момент инерции	76150,617	см ⁴
i_p	Полярный радиус инерции	25,326	см
W_p	Полярный момент сопротивления	2611,945	см ³

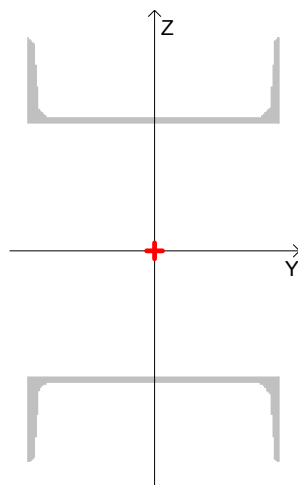
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Арк.

78

Додаток 1: Геометричні характеристики складених перерізів



Елемент сечения	Угол	Зеркально
Швеллер с уклоном полок по ГОСТ 8240-89 30	90 град	-
Швеллер с уклоном полок по ГОСТ 8240-89 30	90 град	+

Габариты 300 x 500 мм

Геометрические характеристики			
	Параметр	Значение	Единицы измерения
A	Площадь поперечного сечения	81	см ²
α	Угол наклона главных осей инерции	0	град
I_y	Момент инерции относительно центральной оси Y1 параллельной оси Y	25516,983	см ⁴
I_z	Момент инерции относительно центральной оси Z1 параллельной оси Z	11620	см ⁴
I_t	Момент инерции при свободном кручении	23,239	см ⁴
i_y	Радиус инерции относительно оси Y1	17,749	см
i_z	Радиус инерции относительно оси Z1	11,977	см
W_{u+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси U	1020,679	см ³
W_{u-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси U	1020,679	см ³
W_{v+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси V	774,667	см ³
W_{v-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси V	774,667	см ³
$W_{pl,u}$	Пластический момент сопротивления относительно оси U	1415,72	см ³
$W_{pl,v}$	Пластический момент сопротивления относительно оси V	888,393	см ³
I_u	Максимальный момент инерции	25516,983	см ⁴
I_v	Минимальный момент инерции	11620	см ⁴
i_u	Максимальный радиус инерции	17,749	см
i_v	Минимальный радиус инерции	11,977	см
y_m	Координата центра масс по оси Y	0	см
z_m	Координата центра масс по оси Z	0	см
I_1	Момент инерции относительно глобальной оси Y	25516,983	см ⁴
I_2	Момент инерции относительно глобальной оси Z	11620	см ⁴
I_p	Полярный момент инерции	37136,983	см ⁴
i_p	Полярный радиус инерции	21,412	см
W_p	Полярный момент сопротивления	1273,788	см ³

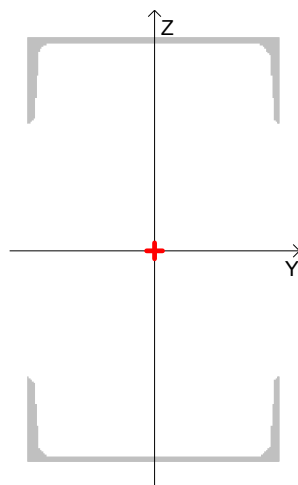
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Арк.

79

Додаток 1: Геометричні характеристики складених перерізів



Елемент сечения	Угол	Зеркально
Швеллер с уклоном полок по ГОСТ 8240-89 30	90 град	+
Швеллер с уклоном полок по ГОСТ 8240-89 30	90 град	-

Габариты 300 x 500 мм

Геометрические характеристики			
	Параметр	Значение	Единицы измерения
A	Площадь поперечного сечения	81	см ²
α	Угол наклона главных осей инерции	0	град
I_y	Момент инерции относительно центральной оси Y1 параллельной оси Y	41587,383	см ⁴
I_z	Момент инерции относительно центральной оси Z1 параллельной оси Z	11620	см ⁴
I_t	Момент инерции при свободном кручении	23,239	см ⁴
i_y	Радиус инерции относительно оси Y1	22,659	см
i_z	Радиус инерции относительно оси Z1	11,977	см
W_{u+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси U	1663,495	см ³
W_{u-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси U	1663,495	см ³
W_{v+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси V	774,667	см ³
W_{v-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси V	774,667	см ³
$W_{pl,u}$	Пластический момент сопротивления относительно оси U	1816,826	см ³
$W_{pl,v}$	Пластический момент сопротивления относительно оси V	892,893	см ³
I_u	Максимальный момент инерции	41587,383	см ⁴
I_v	Минимальный момент инерции	11620	см ⁴
i_u	Максимальный радиус инерции	22,659	см
i_v	Минимальный радиус инерции	11,977	см
y_m	Координата центра масс по оси Y	0	см
z_m	Координата центра масс по оси Z	0	см
I_1	Момент инерции относительно глобальной оси Y	41587,383	см ⁴
I_2	Момент инерции относительно глобальной оси Z	11620	см ⁴
I_p	Полярный момент инерции	53207,383	см ⁴
i_p	Полярный радиус инерции	25,63	см
W_p	Полярный момент сопротивления	1824,998	см ³

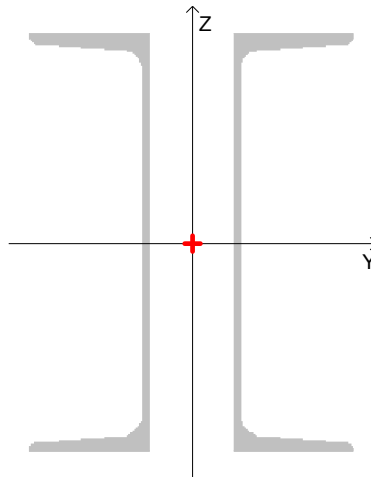
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Арк.

80

Додаток 1: Геометричні характеристики складених перерізів



Елемент сечения	Угол	Зеркально
Швеллер с уклоном полков по ГОСТ 8240-89 40	0 град	-
Швеллер с уклоном полков по ГОСТ 8240-89 40	0 град	+

Габариты 310 x 400 мм

Геометрические характеристики			
	Параметр	Значение	Единицы измерения
A	Площадь поперечного сечения	123	см ²
α	Угол наклона главных осей инерции	0	град
I_y	Момент инерции относительно центральной оси Y1 параллельной оси Y	30439,999	см ⁴
I_z	Момент инерции относительно центральной оси Z1 параллельной оси Z	6888,187	см ⁴
I_t	Момент инерции при свободном кручении	51,379	см ⁴
i_y	Радиус инерции относительно оси Y1	15,731	см
i_z	Радиус инерции относительно оси Z1	7,483	см
W_{u+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси U	1522	см ³
W_{u-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси U	1522	см ³
W_{v+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси V	444,399	см ³
W_{v-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси V	444,399	см ³
$W_{pl,u}$	Пластический момент сопротивления относительно оси U	1772,091	см ³
$W_{pl,v}$	Пластический момент сопротивления относительно оси V	838,602	см ³
I_u	Максимальный момент инерции	30439,999	см ⁴
I_v	Минимальный момент инерции	6888,187	см ⁴
i_u	Максимальный радиус инерции	15,731	см
i_v	Минимальный радиус инерции	7,483	см
y_m	Координата центра масс по оси Y	-4,407e-016	см
z_m	Координата центра масс по оси Z	0	см
I_1	Момент инерции относительно глобальной оси Y	30439,999	см ⁴
I_2	Момент инерции относительно глобальной оси Z	6888,187	см ⁴
I_p	Полярный момент инерции	37328,186	см ⁴
i_p	Полярный радиус инерции	17,421	см
W_p	Полярный момент сопротивления	1475,238	см ³

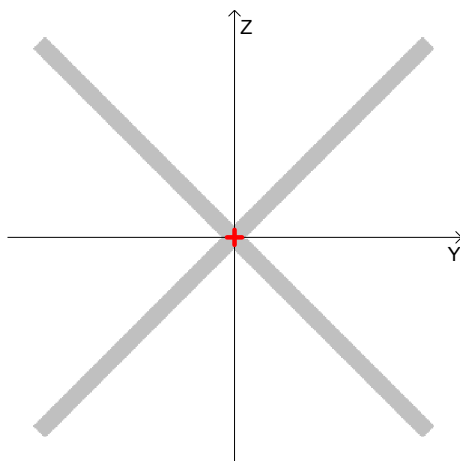
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Арк.

81

Додаток 1: Геометричні характеристики складених перерізів



Елемент сечения	Угол	Зеркально
Лист 424,3 x 12	45 град	-
Лист 206,15 x 12	315 град	-
Лист 206,15 x 12	315 град	-

Габариты 308,511 x 308,511 мм

Геометрические характеристики			
	Параметр	Значение	Единицы измерения
A	Площадь поперечного сечения	100,392	см ²
α	Угол наклона главных осей инерции	90	град
I_y	Момент инерции относительно центральной оси Y1 параллельной оси Y	7644,631	см ⁴
I_z	Момент инерции относительно центральной оси Z1 параллельной оси Z	7644,631	см ⁴
I_t	Момент инерции при свободном кручении	45,297	см ⁴
i_y	Радиус инерции относительно оси Y1	8,726	см
i_z	Радиус инерции относительно оси Z1	8,726	см
W_{u+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси U	495,583	см ³
W_{u-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси U	495,583	см ³
W_{v+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси V	495,583	см ³
W_{v-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси V	495,583	см ³
$W_{pl,u}$	Пластический момент сопротивления относительно оси U	761,918	см ³
$W_{pl,v}$	Пластический момент сопротивления относительно оси V	761,663	см ³
I_u	Максимальный момент инерции	7644,631	см ⁴
I_v	Минимальный момент инерции	7644,631	см ⁴
i_u	Максимальный радиус инерции	8,726	см
i_v	Минимальный радиус инерции	8,726	см
y_m	Координата центра масс по оси Y	0	см
z_m	Координата центра масс по оси Z	0	см
I_1	Момент инерции относительно глобальной оси Y	7644,631	см ⁴
I_2	Момент инерции относительно глобальной оси Z	7644,631	см ⁴
I_p	Полярный момент инерции	15289,262	см ⁴
i_p	Полярный радиус инерции	12,341	см
W_p	Полярный момент сопротивления	720,394	см ³

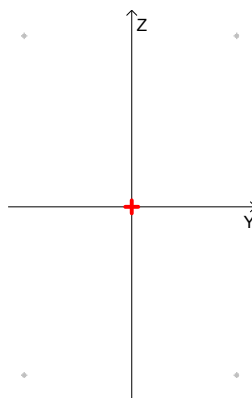
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Арк.

82

Додаток 1: Геометричні характеристики складених перерізів



Елемент сечения	Угол	Зеркально
Арматура класса А-I по ГОСТ 5781-82* 12	0 град	-
Арматура класса А-I по ГОСТ 5781-82* 12	0 град	-
Арматура класса А-I по ГОСТ 5781-82* 12	0 град	-
Арматура класса А-I по ГОСТ 5781-82* 12	0 град	-

Габариты 342 x 542 мм

Геометрические характеристики			
	Параметр	Значение	Единицы измерения
A	Площадь поперечного сечения	4,524	см ²
α	Угол наклона главных осей инерции	0	град
I_y	Момент инерции относительно центральной оси Y1 параллельной оси Y	3177,386	см ⁴
I_z	Момент инерции относительно центральной оси Z1 параллельной оси Z	1232,066	см ⁴
I_t	Момент инерции при свободном кручении	0,814	см ⁴
i_y	Радиус инерции относительно оси Y1	26,502	см
i_z	Радиус инерции относительно оси Z1	16,503	см
W_{u+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси U	117,247	см ³
W_{u-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси U	117,247	см ³
W_{v+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси V	72,051	см ³
W_{v-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси V	72,051	см ³
$W_{pl,u}$	Пластический момент сопротивления относительно оси U	118,296	см ³
$W_{pl,v}$	Пластический момент сопротивления относительно оси V	73,611	см ³
I_u	Максимальный момент инерции	3177,386	см ⁴
I_v	Минимальный момент инерции	1232,066	см ⁴
i_u	Максимальный радиус инерции	26,502	см
i_v	Минимальный радиус инерции	16,503	см
y_m	Координата центра масс по оси Y	0	см
z_m	Координата центра масс по оси Z	0	см
I_1	Момент инерции относительно глобальной оси Y	3177,386	см ⁴
I_2	Момент инерции относительно глобальной оси Z	1232,066	см ⁴
I_p	Полярный момент инерции	4409,452	см ⁴
i_p	Полярный радиус инерции	31,22	см
W_p	Полярный момент сопротивления	138,977	см ³

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Арк.

83

Додаток №2. Розрахунок залізобетонної колони з гнучкою арматурою. Звіт з програми «Арбат». SCAD Office.

					ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		84

Сопротивление ж/б сечений

Расчет выполнен по СНиП 2.03.01-84* (Россия и другие страны СНГ)

Коеффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$

Длина элемента 6 м

Коеффициент расчетной длины в плоскости ХоУ 1

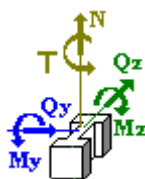
Коеффициент расчетной длины в плоскости ХоZ 1

Случайный эксцентриситет по Z принят по СНиП 2.03.01-84* (Россия и другие страны СНГ)

Случайный эксцентриситет по У принят по СНиП 2.03.01-84* (Россия и другие страны СНГ)

Конструкция статически неопределимая

Предельная гибкость - 200



Сечение

$b = 400 \text{ мм}$
 $h = 600 \text{ мм}$
 $a_1 = 35 \text{ мм}$
 $a_2 = 35 \text{ мм}$

$S_1 - 2\text{Ø}28 + 2\text{Ø}28$
 $S_2 - 2\text{Ø}28 + 2\text{Ø}28$
 Поперечная арматура вдоль оси Z $1\text{Ø}8$, шаг поперечной арматуры 200 мм
 Поперечная арматура вдоль оси Y $1\text{Ø}8$, шаг поперечной арматуры 200 мм

Арматура	Класс	Коеффициент условий работы
Продольная	A400C	1
Поперечная	A-I	1

Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: B15

Условия твердения: Естественное

Коеффициент условий твердения 1

Коеффициенты условий работы бетона

Учет нагрузок длительного действия $\gamma_{b2} 0,9$

Результирующий коеффициент без γ_{b2} 1

Результаты расчета по комбинациям нагрузжений

$N = 1500 \text{ кН}$

$M_y = 630 \text{ кН*м}$

$Q_z = 0 \text{ кН}$

$M_z = 0 \text{ кН*м}$

$Q_y = 0 \text{ кН}$

$T = 0 \text{ кН*м}$

Кoeffициент длительной части 1

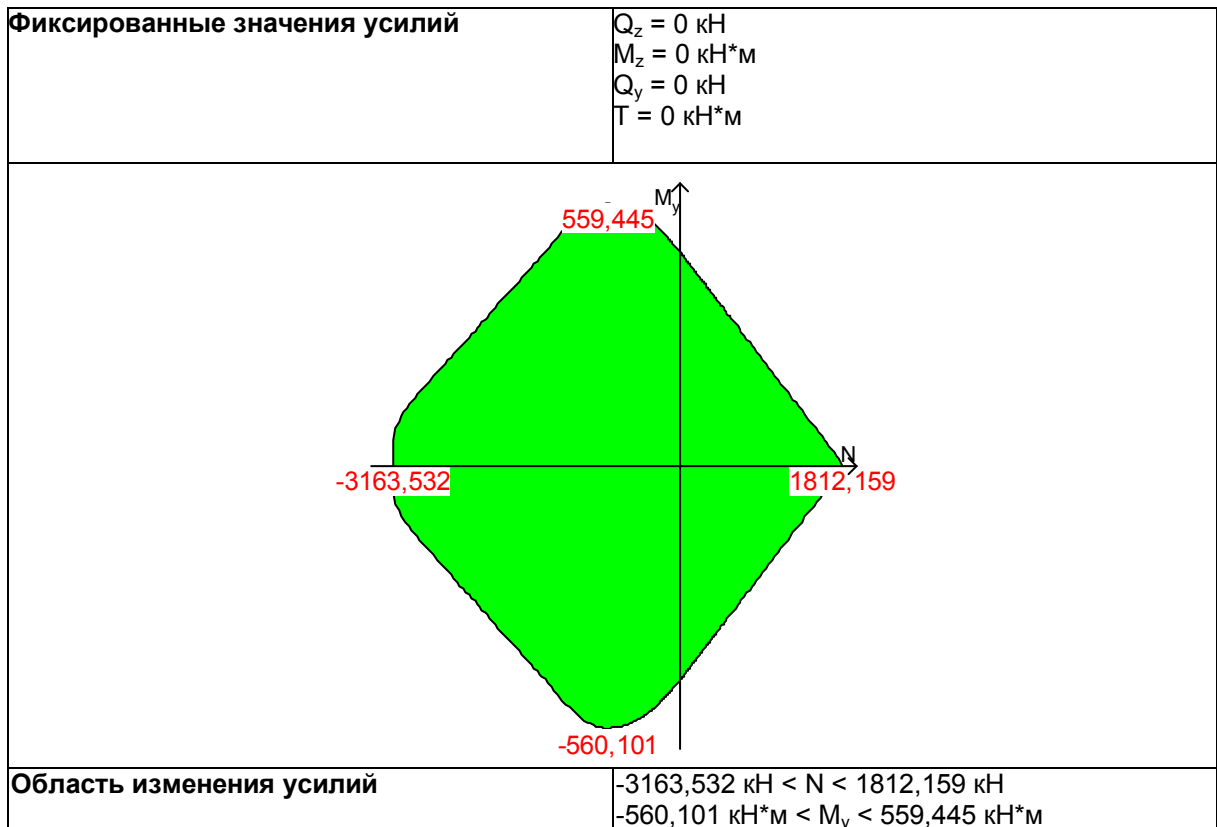
Проверено по СНиП	Проверка	Кoeffициент использования
п.п. 3.26,3.28	Прочность по предельной продольной силе сечения	0,828
п.п. 3.15-3.20, 3.27-3.28	Прочность по предельному моменту сечения	2,197

Кoeffициент использования 2,197 - Прочность по предельному моменту сечения

Кoeffициент длительной части 0

Кoeffициент надежности по нагрузке 1

Кривые взаимодействия



Отчет сформирован программой АРБАТ.