

Тип	Метод обчислення		
	Метод Кіссілінга [2]	Метод Шварта [2]	Авторський
00	$0,5359 \leq P_1 \leq 0,5673$	$0,53880 \leq P_1 \leq 0,54088$	0,540826375
01	-	-	1,24306
10	-	-	1,24306
11	-	-	2,57912
12	-	-	1,39466
21	-	-	1,39466

Отримані числові результати добре узгоджуються з відомими в літературі .

Зауважимо, що метод відзначається простотою і універсальністю алгоритму та швидкістю збіжності.

1. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. – М., 1967. Коллатц Л. Задачи на собственные значения с техническими приложениями. – М., 1968.. Тацій Р.М., Іщук В.В., Кісілевич В.В. Про апроксимацію розв'язків диференціальних рівнянь з мірами // Вісн. Київ. ун-ту: Математика і механіка. – К., 1990. – № 32. – С.128–131. Тацій Р.М. Узагальнені квазидиференціальні рівняння // Препр. АН України ІППММ. – 1994. – № 2-94. – С.1–54. Тацій Р.М., Пахолок Б.Б. Про структуру фундаментальної матриці квазидиференціального рівняння // Доп. АН УРСР. – сер. А. – 1989. – № 4. – С.25–28. Гацук П., Зорій Л. Лінійні моделі дискретно-неперервних механічних систем. – Львів, 1999. 7. Давидчак О.Р., Тацій Р.М., Ушак Т.І. Розв'язок задач динаміки дискретно-неперервних стержневих систем методом граничних елементів із апроксимацією коефіцієнтів диференціальних рівнянь // Вісник НУ “Львівська політехніка”. – 2004.

УДК 624.012.3.075.23

П.Ф. Холод, Г.М. Олексин

Національний університет “Львівська політехніка”,  
кафедра будівельних конструкцій та мостів

## МІЦНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ ВИСОКОМІЦНИХ МАТЕРІАЛІВ

© Холод П.Ф., Олексин Г.М., 2005

**Розглянуто матеріали дослідження коротких залізобетонних елементів із застосуванням попередньо стиснутої високоміцної арматури та високоміцних бетонів з метою повного використання характеристик міцності попередньо розтягнутої арматури класу А-II, високоміцної арматури класу Ат-V і бетону.**

**This article focuses on the experimental and theoretical study of the reinforced concrete compressed members reinforced by spatial cage with pre-compressed high strength reinforcement.**

**Постановка проблеми.** Однією з важливих проблем будівництва на цьому етапі є проектування ефективних конструкцій з мінімальною затратою будівельних матеріалів. Цьому сприяє застосування у будівництві залізобетонних конструкцій з високоміцною арматурою та використання високоміцних бетонів. Однак обмежена деформативність бетону не дає змоги ефективно використовувати таку арматуру в стиснутих елементах.

**Аналіз останніх досліджень.** Традиційні методи проектування колон для каркасних будинків під навантаженням 9...15 МН є неефективними, тому що потребують значної витрати металу та підвищення відсотка армування. У результаті експериментальних досліджень розроблено

велику кількість способів застосування високоміцної арматури в стиснутих елементах (з попереднім розтягом, з попереднім обтискання, з використанням змішаного армування колон звичайною та високоміцною арматурою), але вони є недосконалими. Подальші дослідження та опрацювання ефективніших методів застосування високоміцної арматури з бетонами високих класів у стиснутих елементах свідчать про можливе повне використання характеристик міцності високоміцної арматури в стиснутих залізобетонних елементах, що не обмежується граничною деформативністю бетону, за якою максимальне стискальне напруження в арматурі може перевищувати 400...500 МПа.

**Метою роботи** є розроблення залізобетонних колон для каркасних багатопверхових будинків під великі навантаження з мінімальною витратою матеріалів і високим рівнем уніфікації.

**Експериментальні дослідження.** Для досягнення поставленої мети виготовлено експериментальні зразки колон, армовані із застосуванням просторових арматурних каркасів з попередньо стиснутою високоміцною арматурою, в яких реактивні зусилля від обтискання передаються на арматуру низьких класів, що входить у каркас і об'єднана з високоміцною, за допомогою торцевих металевих плит.

Запропонований метод армування стиснутих елементів дає змогу ефективно використовувати міцність високоміцної сталі і відповідно підвищити несучу здатність залізобетонних колон без збільшення відсотка армування.

**Конструкції дослідних зразків, властивості матеріалів, технологія виготовлення.** Шифр дослідних зразків – КСН-1 та КСН-2. Всі вони армовані високоміцною стиснутою арматурою класу Ат-V і розтягнутою – класу А-II. Для визначення механічних характеристик сталей випробовувалися на розтяг стандартні зразки діаметром 6 мм завдовжки 30 мм згідно з ГОСТом 1497-84 на розривній машині ГМС-50 з одночасним записуванням діаграми розтягу.

Дослідні зразки колон виготовлені із звичайного важкого бетону міцністю 39,5 МПа. До складу бетонної суміші входили: портландцемент марки 500 (ПЦІ-500) ДСТУ Б В.27-46-96 ТВО "Будіндустрія" Кам'янець-Подільського цементного заводу; кварцовий пісок з модулем крупності 1,82 Миколаївського кар'єру; гранітний щебінь крупністю 5...20 мм; водопровідна вода та пластифікувальні добавки ВF+ фірми "Стахема". Склад бетонної суміші за масою Ц : П : Щ = 1 : 1,0 : 2,87 при водоцементному відношенні В : Ц = 0,36...0,38.

Міцність бетону дослідних колон визначали випробуванням бетонних кубиків розмірами 150 x 150 x 150 мм і бетонних призм розмірами 150 x 150 x 600 мм, початковий модуль деформації бетону  $E_b$ , – на призмах розмірами 150 x 150 x 600 мм (табл. 1).

Таблиця 1

**Характеристики дослідних колон**

Арматура							Бетон		
Армування	Площа перерізу, см <sup>2</sup>	Границя текучості, МПа	Умовна границя текучості МПа	Умовна границя пружності, МПа	Границя міцності $\sigma_u$ , МПа	Модуль пружності, МПа	Куби міцність $R$ , МПа	Призми Міцність $R_{bn}$ , МПа	Модуль пружності, МПа
4Ø20А-II	12,56	325	-	-	545	2,0	66	48	39,5
4Ø18А-II	10,18	-	920	875	960	1,8			

Досліджувані елементи запроектовані розмірами 200x200x800 мм, відношення довжини колони до висоти перетину (гнучкість)  $\lambda = 4$ , що практично виключає вплив повздовжнього згину на міцність колон. Звичайна арматура стержнева 4Ø20 прийнята низького класу А-II, високоміцна – 4Ø18 із Ат-V.

Як поперечну арматуру застосовували хомути, які розташовані на відстані 140 мм один від одного. Площа поперечного перерізу зовнішньої арматури 12,56, внутрішньої – 10,18 см<sup>2</sup>.

Для підсилення опорних ділянок колони також використовували чотири арматурні сітки з кроком 50 мм.

Натяг і стиск арматури виконували механічним способом за розпірною схемою до розташування каркаса в опалубку і бетонування.

Перед напруженням арматури на їхню зовнішню і внутрішню сторони були наклеєні тензорезистори з базою 20 мм посередині арматурного каркаса з обох сторін арматури. Крім цього, на розтягнутій арматурі посередині їхньої довжини встановили механічні прилади – тензометри Гугенбергера.

Натяг і стискання арматури здійснювали за трьома ступенями завантаження, деформації замірювали тензорезисторами і тензометрами.

Положення арматури при її попередньому обтисканні і натягу фіксується опорними листами завтовшки 40 мм, за допомогою яких стержні стиснутої арматури займають відповідне положення стосовно стержневої розтягнутої арматури. Глибина фіксаційних гнізд в опорних листах для стиснутої арматури прийнята 5 мм, діаметр – 22 мм. Стиснута і розтягнута арматура фіксується в проектному положенні за допомогою болтових з'єднань.

На зовнішній арматурі класу А-II нарізують різьбу, на яку накручують гайки. Після попереднього натягу і стискання арматури до проектної величини їх фіксують в проектному положенні за допомогою гайок. Просторові арматурні каркаси були виготовлені до бетонування дослідних зразків.

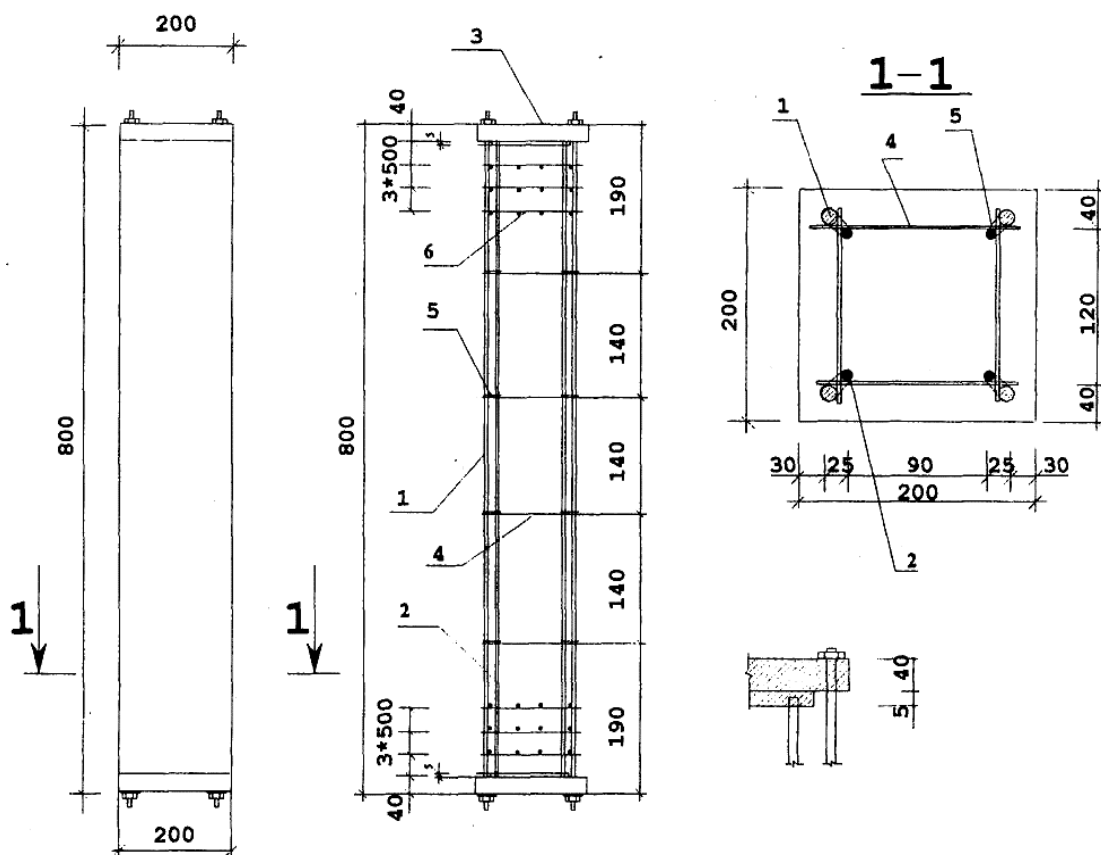


Рис. 1. Арматурний каркас колон:

- 1 – попередньо розтягнена арматура класу А-II 020;  
 2 – попередньо стиснута арматура класу Ат-V 018; 3 – опорна металева плита;  
 4 – поперечна арматура; 5 – хомути фіксатори; 6 – сітки

В арматурний каркас входять чотири стержні попередньо розтягнутої арматури класу А-II, розташовані із зовнішньої сторони каркаса, і чотири стержні попередньо стиснутої високоміцної арматури періодичного профілю класу Ат-V, розташовані всередині перерізу каркаса. Для забезпечення захисного шару стержневої арматури вона розташовується на відстані 30 мм від краю колони.

Стійкість арматурних стержнів при попередньому і частковому обтисканні забезпечується поперечною арматурою 06 мм класу А-І і спеціальними фіксаторами у вигляді невеликих замкнутих петель, розташованих з кроком 140 мм.

Виготовлені каркаси розташували в опалубці і зразки колон забетонували серіями. Були забетоновані бетонні кубики розмірами 150x150x150 мм, призми розмірами 150x150x600 мм. Бетон ущільнювали за допомогою вібростола та вібратора з віброулави.

Методика визначення кроку поперечних фіксаторів для високоміцної арматури при її попередньому обтисканні опрацьована на основі методики розрахунку центрально-стиснутого стержня на пружно-податливих опорах, запропонованої професором С.П. Тимошенком.

**Методика випробування дослідних зразків колон.** Одним із перших етапів експериментальних досліджень колон було попереднє напруження їхньої арматури. Натяг арматури низького класу та стискання високоміцної арматури виконували ступенями до проектного зусилля, що передається за розпірною схемою із замірюванням деформації. Дослідні зразки колон випробовували за розпірною схемою з використанням преса вантажопідйомністю 500 кН.

Зразки колон випробовували у вертикальному положенні. Розташували їх у пресі за геометричним центром за допомогою мікроіндикаторів з ціною поділки 0,001 мм і базою 200 мм, які розміщуються на кожній стороні колони.

Для випробування центрально завантажених колон застосовували кулеподібні шарніри.

Дослідні зразки завантажували ступенями по 10–15 хв величиною 250 кН, що становить приблизно 10 % від руйнівного навантаження.

На перших ступенях завантаження було помітно незначну роботу бетону в колонах, оскільки навантаження передається безпосередньо на стержні високоміцної арматури. Як наслідок дії навантаження зростають деформації високоміцної арматури та бетону, в роботу включається звичайна арматура класу А-ІІ, яка має зчеплення з бетоном. У попередньо напружених зразках такий стан настає при сумарному навантаженні на колону 1800 кН.

У ході випробування за допомогою тензорезисторів на базі 20 мм деформації на арматурі АІ–V та А–ІІ заміряли в одному перерізі посередині стержня. У цих самих перерізах на зовнішні сторони бетону колони були закріплені мікроіндикатори годинникового типу з базою 200 мм та тензорезисторами на базі 50 мм для вимірювання повздовжніх і поперечних деформацій бетону на всіх чотирьох гранях зразка. Показання тензодавачів фіксують за допомогою автоматичного вимірювача деформації АИД-4.

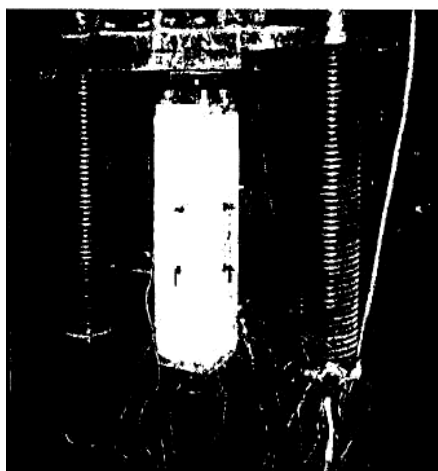


Рис. 2. Загальний вигляд дослідної колони перед випробуванням

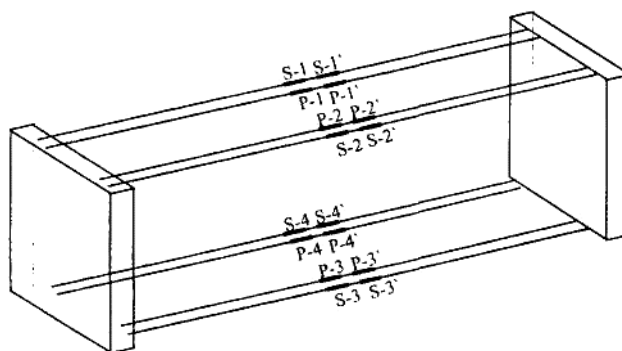


Рис.3. Схема розташування тензорезисторів на арматурах А–ІІ, АІ–V

Зовнішнє зусилля контролюють за допомогою манометра, розташованого на електричній насосній станції, яка входить до комплексу преса.

Візуальне виявлення і заміри ширини розкриття тріщини здійснюються за допомогою мікроскопа МПБ-2 з точністю до 0,05 мм.

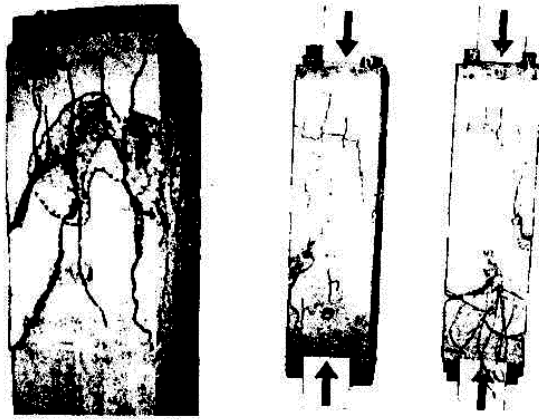


Рис. 4. Характерні руйнівні тріщини в зразках колон КСН-1, КСН-2

**Короткі центрально стиснуті колони з стержневою арматурою.** При попередньому натягу–стискання арматури в каркасах було досягнуто зусилля відповідно 238,64 та 204,1 кН. Цьому зусиллю відповідали напруження розтягу в А–ІІ відповідно 216,25 та 284,57 МПа, а напруження стискання у високоміцній арматурі Ат–V відповідно 321,43 та 236,93 МПа (табл. 2).

Таблиця 2

**Результати досліджень залізобетонних колон**

Арматура						
Шифр колон	Ексцентриситет, е, мм	Рівень натягу арматури $\sigma_{sp}$ , МПа	Рівень стискання арматури $\sigma_{sp}$ , МПа	Зусилля натягу (обтиску) арматури, $N$ , кН	Поява тріщин, $N_{crc}$ , кН	Руйнівне зусилля, $N_p$ , кН
КСН-1	0	216,3	237	204,1	2250	2740
КСН-2	0	284,6	321,5	238,6	2250	2750

Під час випробування виготовлених зразків колон із стержневою арматурою до навантаження  $F=2500$  кН у жодній з них не було зафіксовано видимих дефектів або тріщин. Зі збільшенням навантаження у всіх колонах з'явилися вертикальні тріщини, які розвивалися з приопорної зони до середини колони. При  $F=2750$  кН колони КСН-1 і КСН-2 зруйнувалися внаслідок роздроблення бетону. Руйнування мало не раптовий, а плавний характер із поступовим збільшенням ділянок роздроблення бетону.

У цих зразках інтенсивність зростання поздовжніх і поперечних деформацій була подібною, а деформації близькі за значеннями. Приблизно до  $F=2000$  кН залежність між поздовжніми деформаціями бетону та навантаженням була близькою до прямолінійного характеру. Деформації бетону становили  $\epsilon_b = 169 \times 10^{-5}$ , деформації стискання бетону в колонах перед руйнуванням при  $F=2500$  кН  $\epsilon_y = 252 \dots 244 \times 10^{-5}$ .

Поперечні деформації бетону майже лінійно зростали до  $F=1750$  кН і досягли  $\epsilon = 19 \dots 22 \times 10^{-5}$ , при  $F=2000$  кН  $\epsilon = 25 \dots 28 \times 10^{-5}$ .

Деформації стержневої арматури класу А-ІІ мали подібний характер зростання, але з незначним запізненням. Якщо  $F = 1500$  кН, ці деформації відповідно становили  $\epsilon_s = 93 \times 10^{-5} \dots 100 \times 10^{-5}$  для арматури та  $\epsilon_s = 83 \times 10^{-5}$  для бетону. Але необхідно зауважити, що деформації арматури є стосовно початку завантаження колони зовнішнім навантаженням. Арматура класу А-ІІ починає працювати на напруження стиску при навантаженні на колону  $F=1800$  кН. Повні деформації стискання під час руйнування колон становили  $\epsilon_{sp} = 110 \times 10^{-5} \dots 140 \times 10^{-5}$  (без врахування деформацій попереднього натягу), що відповідає нормативному напруженню стискання в ній  $\sigma_{sp} = 220 \dots 280$  МПа.

Деформації стержневої арматури класу Ат–V мали повільний характер зростання. Так при  $F=1500$  кН вони становили  $\varepsilon_{sp}=250 \times 10^{-5} \dots 270 \times 10^{-5}$ , а при  $F=1750$  кН  $\varepsilon_{sp}=280 \times 10^{-5} \dots 300 \times 10^{-5}$ . Але необхідно зауважити, що деформації цієї арматури враховують попередній обтиск арматури в колоні разом із деформаціями від зовнішнього навантаження. А оскільки арматура Ат–V попередньо стиснута, то напруження в ній відповідно буде значним, що й показує ефективність роботи високоміцної сталі. Повні деформації стискання в арматурі Ат–V під час руйнування колон становили  $\varepsilon_{sp}=370 \times 10^{-5} \dots 380 \times 10^{-5}$  (з урахуванням деформацій попереднього обтискання), що наближено відповідає напруженню в ній  $\sigma_{sp}=666 \dots 684$  МПа.

Для високоміцної арматури Ат–V характерна прямолінійна залежність між деформаціями та зовнішньою стискальною силою.

Руйнування дослідних колон із стержневою арматурою відбулося внаслідок роздроблення бетону при різних повздовжніх деформаціях  $\varepsilon_b=250 \times 10^{-5}$ , що також можна пояснити впливом зусилля попереднього натягу арматури класу А–II, яке під час випробування передається на бетон.

**Висновки.** Отже, отримані експериментальні дані свідчать, що характеристики міцності арматурних сталей Ат–V, А–II і бетону використані практично повністю. Руйнування залізо-бетонних стиснутих елементів, у яких застосовано високоміцну арматуру і високоміцні бетони, відбувається при навантаженні 2750 кН, що збільшує несучу здатність на 350...400 кН порівняно з аналогічними зразками нижчих класів бетону. Конструкції цього типу можна широко застосовувати для будівництва та реконструкції висотних будівель та споруд.

1. Ониськів Б.М., Холод П.Ф. Армирование сжатых элементов высокопрочной арматурой // XXXIX Konferencija Naukowa Komitetu Inz. Lodowej I Wodnej PAN I Komitetu Nauki PZITB "Problemy Naukowo Badawcze Budownictwa" Warszawa-Krynica-Rzeszow, 1993. – S.161–168. 2. Холод П.Ф. Вплив попереднього напруження робочої арматури на жорсткість колон // Вісник Рівненського держ. техн. у-ту "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди". Зб. наук. праць. Випуск 3. – Рівне, 199. – С.279–284. 3. Ониськів Б.М., Холод П.Ф. Робота високоміцної арматури без зчеплення з бетоном в центрально-стиснутих елементах // Вісник НУ "Львівська політехніка". – Львів, 2002. – С.195–198.

УДК 624.012.3

М.М. Шпак

Національний університет "Львівська політехніка",  
кафедра будівельних конструкцій та мостів

## ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНІ КОЛОНИ ЗІ ЗМІШАНИМ АРМУВАННЯМ ДЛЯ ОДНОПОВЕРХОВИХ ВИРОБНИЧИХ БУДИНКІВ

© Шпак М.М., 2005

Виконано проектування частково попередньо напружених колон зі змішаним армуванням для типового виробничого будинку без опорних кранів. Використано модель рами з урахуванням фізичної нелінійності та епюри площ арматур з метою оптимізації армування. Ефективність колон зі змішаним армуванням підтверджено порівняльним аналізом з колонами повністю попередньо напруженими і типовими із звичайного залізобетону.

Partially prestressed concrete columns with combined reinforcement are designed for the typical production building without gabbards. The used model of the frame takes into consideration physical non-linearity and reinforcement area distribution for the aim of optimal reinforcing. Efficiency of combined reinforced concrete columns is proved by comparison with ordinary structural columns and fully prestressed columns.

**Вступ.** Для одноповерхових безкранових будинків і виробничих будівель, які обладнані підвісними кранами, застосовують призматичні колони постійного по довжині перерізу із