

так і при позацентровому завантаженні вони можуть сприймати навантаження від 8–10 поверхів житлового будинку з нормованим тимчасовим навантаженням. Тому, з врахуванням необхідних запасів міцності, такі блоки можна без обмежень використовувати для середньоповерхового і, тим більше, для малоповерхового будівництва. При підвищенні класу бетону до В12,5 (~М 150) допустиму кількість поверхів можна збільшити до семи (для блоків ФБП-3) і до десяти (для блоків ФБП-2) поверхів.

Висновки

1. Запропоновані блоки стін підвалів з відкритими порожнинами, забезпечуючи суттєву економію бетону і зменшення ваги (28,7 і 43 %), мають достатню міцність і їх можна використовувати для малоповерхового і середньоповерхового будівництва.

2. Характер зміни деформацій в експериментальних блоках свідчить про складну їх роботу. На відміну від цільних блоків, деформації в окремих перерізах порожнистих блоків є неоднозначними і більш нерівномірним, особливо при середніх і високих рівнях навантаження.

3. Для дослідження впливу всіх факторів на несучу здатність порожнистих блоків необхідно використати масштабне або (і) числове моделювання.

1. Гусаков В.М. Будівельна наука в Україні на сучасному етапі // Будівельні конструкції: Міжвідомчий наук.-техн. зб. – 2000. – Вип. 53. 2. Малюгин В.И. Эффективность сборного железобетона в строительстве. – М., 1958. 3. Мельник І.В., Паньків М.І. Ефективні блоки стін підвалів // Вісн. Рівненського державного технічного університету. – 1999. – Вип. 3. – С. 212–217. 4. Кабир Акрамул. Исследование напряженного состояния и оптимизация параметров бетонных блоков со сложной геометрией: Автореф. дис. ...канд. техн. наук. – Полтава, 1994. – 18 с.

УДК 624.012.3.075.23

Б.М. Ониськів, П.Ф. Холод

Національний університет “Львівська політехніка”, кафедра БКМ

РОБОТА ВИСОКОМІЦНОЇ АРМАТУРИ БЕЗ ЗЧЕПЛЕННЯ З БЕТОНОМ У ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТАХ

© Ониськів Б.М., Холод П.Ф., 2002

У статті описано роботу високоміцної арматури без зчеплення з бетоном, методику виготовлення, випробування та аналіз результатів досліджень центрально-стиснутих залізобетонних елементів.

Вплив зчеплення високоміцної арматури з бетоном в центрально-стиснутих залізобетонних елементах досліджувався на коротких зразках квадратного поперечного перерізу, розмірами 200×200 мм, довжиною 800 мм (рис. 1).

У дослідних зразках використана високоміцна арматура класу Ат-У Ø18 мм без попереднього і частковим попереднім обтиском та арматура класу А-ІІ Ø20 мм з попереднім і без попереднього розтягу (рис. 2).

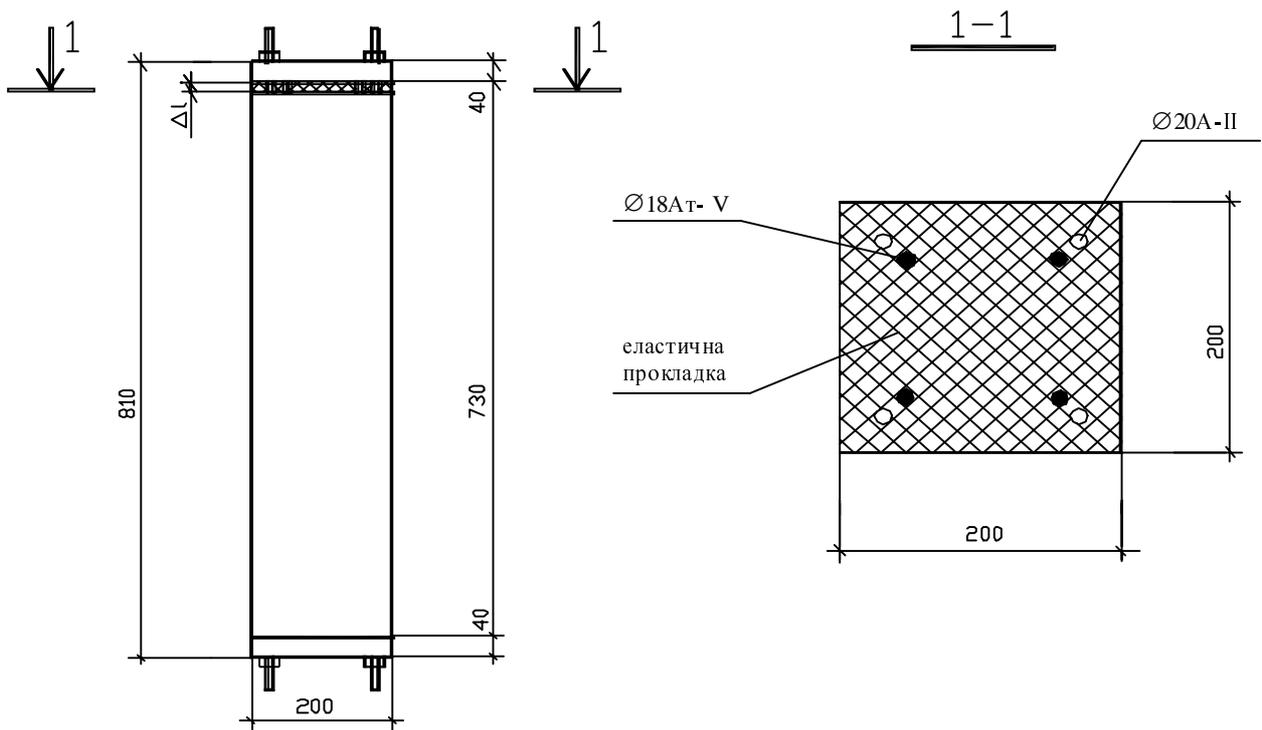


Рис. 1. Дослідні зразки колон

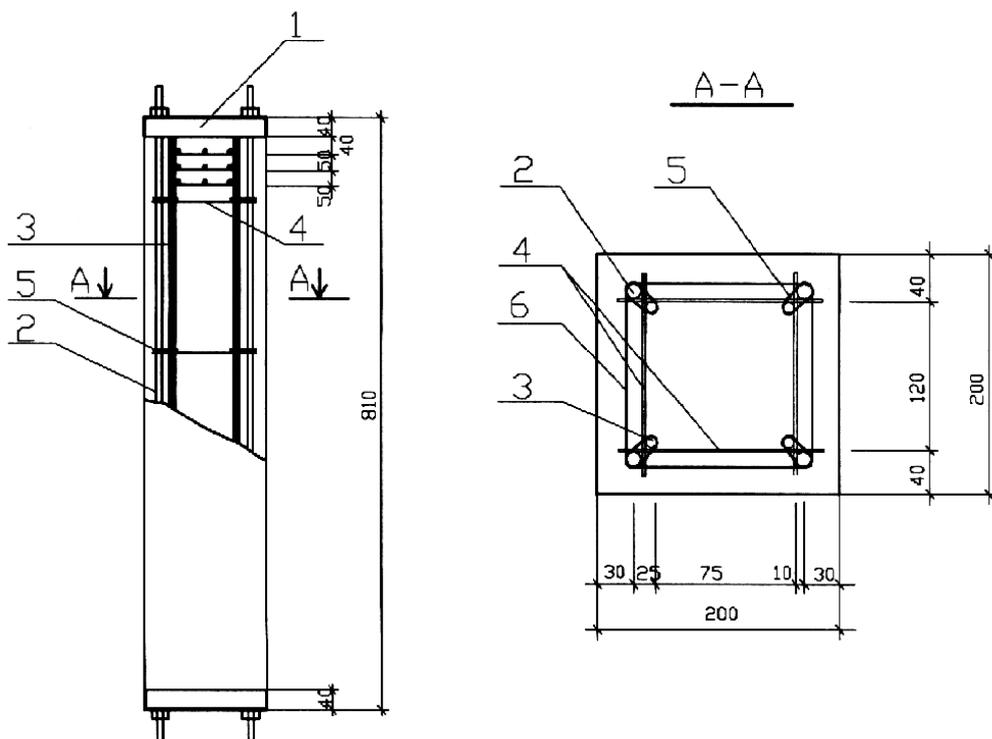


Рис. 2. Армування зразків колон

Першим етапом експериментальних досліджень зразків колон було попереднє напруження їх арматури. Натяг арматури низького класу та частковий стиск високоміцної армату-

ри виконували ступенями до проектної величини. Зусилля передавалося за розпірною схемою із замірюванням значення деформації на кожному ступені завантаження.

Напруження арматур Ат-У і А-II виконували до бетонування дослідних зразків. У попередньо-напружених елементах рівень стиску становив 125 МПа, а рівень натягу арматури А-II – 100 МПа.

З метою повного використання характеристик міцності високоміцної арматури в дослідних зразках передбачені щілини товщиною 1,2 і 2 мм, відповідно в зразках з попереднім напруженням арматури і в зразках без попереднього її напруження.

Металеві прокладки розташовують між проектним положенням бетонної торцевої поверхні колони і опорним металевим листом до бетонування зразка. Прокладки перед випробуванням зразків знімаються, утворюючи щілину, яка дорівнює значенню випусків високоміцної арматури.

Значення випусків високоміцної арматури визначається за значенням напружень σ_s .

$$\Delta l = \sigma_s \cdot l / E_s \quad (1.1)$$

$$\sigma_s = R_{sn} - \xi_b \max \cdot E_s \quad (1.2)$$

де l – довжина стрижня високоміцної арматури; $\xi_b \max$ – граничні деформації бетону; E_s – модуль пружності високоміцної арматури; R_{sn} – нормативний опір високоміцної арматури на розтяг.

До натягу арматури, на зовнішню арматуру класу А-II наклеювали тензорезистори в трьох перерізах по довжині. Внутрішня арматура, тобто високоміцна арматура покривалася по висоті взірця солідолом і була старанно обгорнута папером. Це робилося для того, щоб високоміцна арматура не мала щеплення з бетоном.

Натяг і стиск арматури здійснювали трьома ступенями завантаження по 10 кН/см² кожний. Граничне значення зусилля обтиску і натягу становило 3,14 т на один стрижень. Після кожного ступеня завантаження тензорезисторами вимірювали деформації арматури.

Випробування дослідних зразків колон також здійснювали за розпірною схемою. Для випробувань колон був використаний прес 500 т.

При випробуванні колон з частковим попереднім напруженням високоміцної арматури із ненапруженою арматурою на перших ступенях завантаження бетон колони не працював тому, що все навантаження передавалося безпосередньо через стрижні високоміцної арматури, які виступають з бетону. Після того, як щілина між опорним металевим листом і торцевою поверхнею бетон, розміром 2 мм в ненапружених і 1,2 мм у попередньо напружених взірцях закрилася, внаслідок дії навантаження і деформації високоміцної арматури, в роботу включився бетон. Це в напружених зразках наступало при сумарному навантаженні на колону, що дорівнює 530 кН, а в попередньо напружених бетон і арматура класу А-II включилися в роботу при навантаженні, яке дорівнює 320кН, що зумовлено меншою щілиною (1,2 мм) між опорним металевим листом і бетонною поверхнею торця колони, тобто значенням випуску стрижнів високоміцної арматури. На цьому ж ступені завантаження в роботу на дію вертикального навантаження включилися бетон і звичайна арматура класу А-II, яка мала зчеплення з бетоном.

Під час випробування за допомогою тензорезисторів на базі 20 мм заміряли деформації на арматурі Ат-У, А-II в трьох перерізах по висоті, а саме біля верхнього і нижнього опорних шарнірів і на середині стрижня. В цих же перерізах тензорезисторами на базі 50 мм і мікроіндикаторами на базі 200 мм заміряли поздовжні і поперечні деформації

бетону на всіх чотирьох гранях зразка. Покази тензодавачів, розміщених на арматурі і бетоні фіксували за допомогою автоматичного вимірювача деформації АД-4. Контроль значення зовнішнього навантаження здійснювали за допомогою манометра, розташованого на електричній насосній станції, який входить в комплект преса.

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

При навантаженні $F = 600$ кН в колонах без попереднього напруження деформації високоміцної арматури становили $\epsilon_s = 274 \times 10^{-5}$, що відповідає напруженням $\sigma_s = 520$ МПа і були зафіксовані також невеликі поздовжні деформації бетону $\epsilon_b = (10 \dots 35) \times 10^{-5}$, особливо на першому ступені навантаження, що зображено на рис. 3. Після третього ступеня завантаження деформації бетону та арматури інтенсивно зростали.

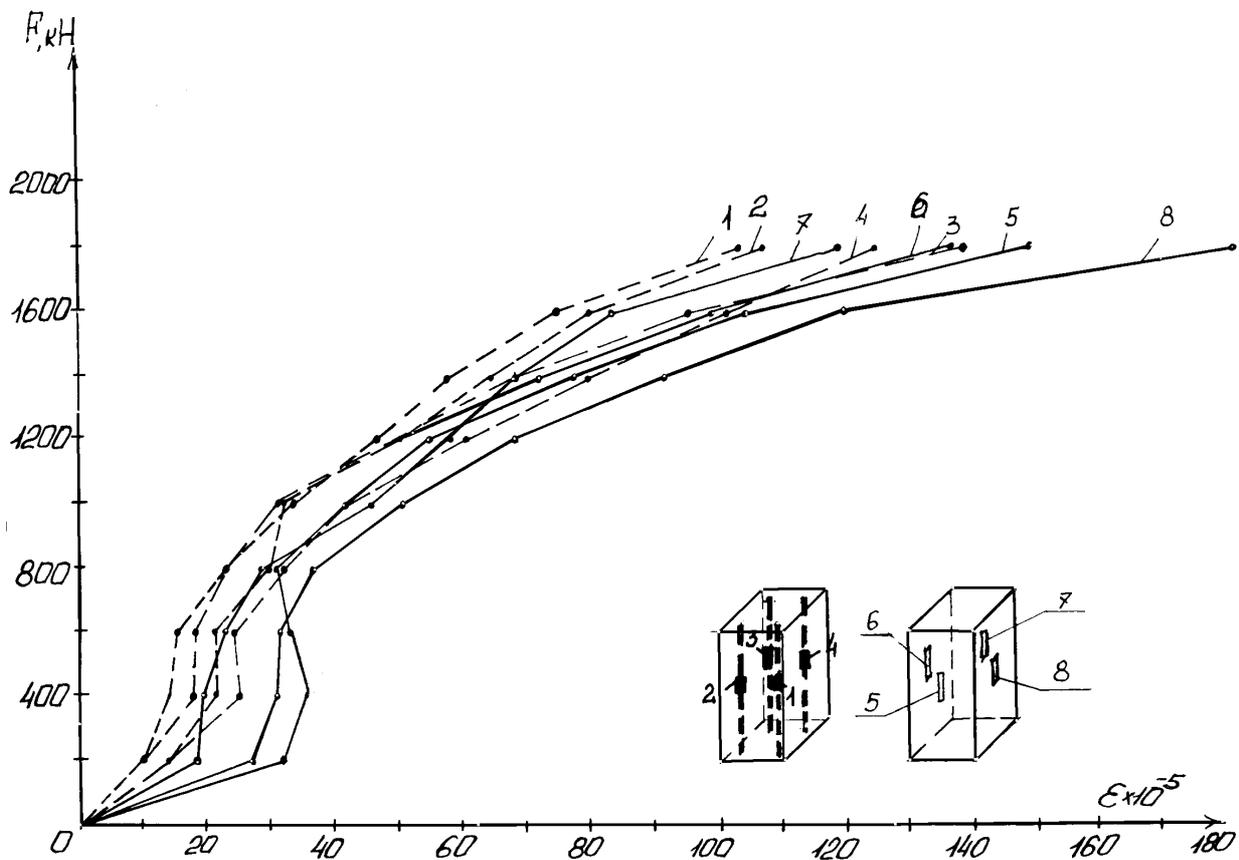


Рис. 3. Деформації бетону і арматури класу А-ІІ без попереднього напруження арматури

На кінцевому етапі випробування на передостанніх ступенях навантаження поздовжні деформації бетону посередині висоти колон змінювались в межах $\epsilon_b = (120 \dots 180) \times 10^{-5}$, а в арматурі АІІ $\epsilon_s = (100 \dots 140) \times 10^{-5}$. Деформації високоміцної арматури А-У після закриття щілини на передостанніх ступенях завантаження становили $\epsilon_b = 180 \times 10^{-5}$, що видно на графіках (рис. 4). З врахуванням роботи високоміцної арматури до закриття щілини повні її деформації становили $\epsilon_b = 454 \times 10^{-5}$, що відповідає напруженням $\sigma_s = 817$ МПа. При навантаженні $F = 1600$ кН виникли тріщини в припорних ділянках. Руйнування колон відбулося при $F = 2000$ кН та $F = 1900$ кН з роздробленням бетону на кількох ділянках взірців.

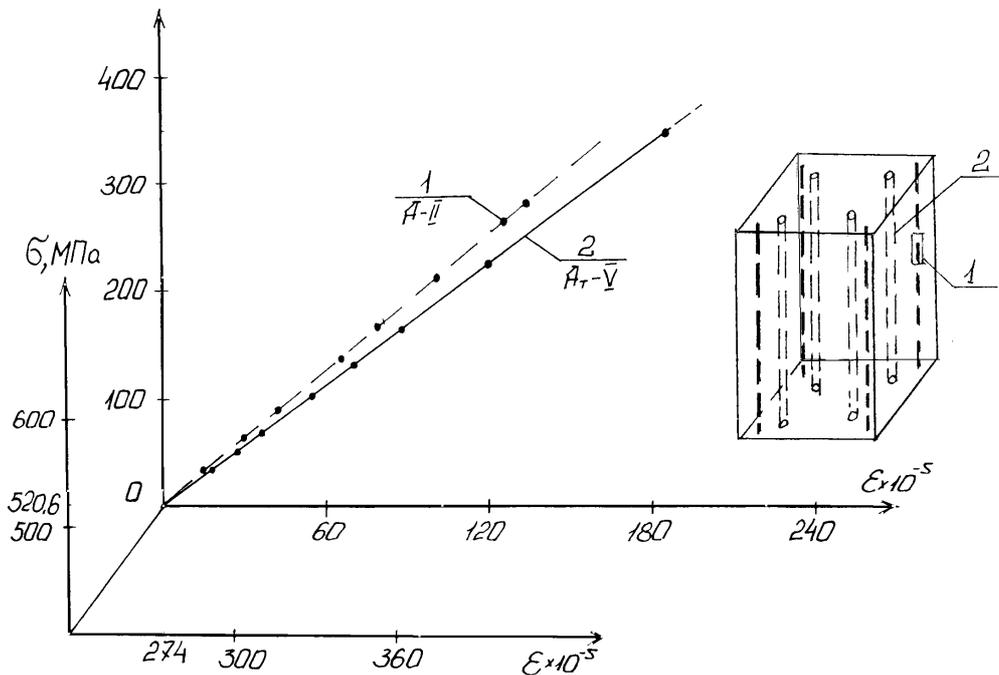


Рис. 4. Деформації стрижневої арматури АІ-У і А-ІІ в колонах без попереднього напруження арматури

Колони з частковим попереднім напруженням випробовували за аналогічною схемою. Як видно на графіках залежності деформацій бетону та арматури АІ від навантаження, бетон почав працювати на стиск практично відразу після прикладення навантаження. Особливо інтенсивне наростання деформацій спостерігалось після $F = 400 \dots 600$ кН, що збігалось з закриттям щілини 1,2 мм між торцевою пластиною та бетоном. Наростання деформацій мало криволінійний характер з тенденцією нелінійного постійного зростання. Значення деформацій бетону на попередньому перед руйнуванням ступені завантаження зразка становило $\epsilon_b = (160 \dots 180) \times 10^{-5}$. З графіка рис. 5 видно, що деформація високоміцної арматури в момент безпосередньої передачі навантаження на бетон досягла значення $\epsilon_b = 230 \times 10^{-5}$, в яку ввійшли деформації попереднього обтиску високоміцної арматури 66×10^{-5} та деформації цієї арматури від початку завантаження взірця до закриття щілини між опорною плитою та бетоном колони 164×10^{-5} . На передостанній стадії завантаження колон з частковим попереднім напруженням арматури деформації арматури АІ-У зросли до величини $\epsilon_b = (160 \dots 200) \times 10^{-5}$. Тобто повні деформації високоміцної арматури становили $\epsilon_b = (390 \dots 430) \times 10^{-5}$, що відповідало напруженням $\sigma_s = 702 \dots 774$ МПа. В арматурі А-ІІ під час попереднього обтиску деформації розтягу зросли до $\epsilon_s = 47 \times 10^{-5}$, які після завантаження колон перейшли в деформації стиску і на передостанньому ступені навантаження дорівнювали $\epsilon_s = (100 \dots 130) \times 10^{-5}$ (рис. 5), що відповідало напруженням 200–260 МПа.

Значення максимальних напружень в стрижневій арматурі класу А-ІІ засвідчило про те, що при частковому попередньому напруженні арматури в дослідних зразках міцність арматури низьких класів цілковито не використовувалася, тобто знижувалася ефективність такого способу армування стиснутих елементів. Це зумовлено тим, що сила попереднього напруження арматури А-ІІ під час випробування передавалася безпосередньо тільки на бетон, зменшуючи величину його граничних деформацій за рахунок додаткового обтиску.

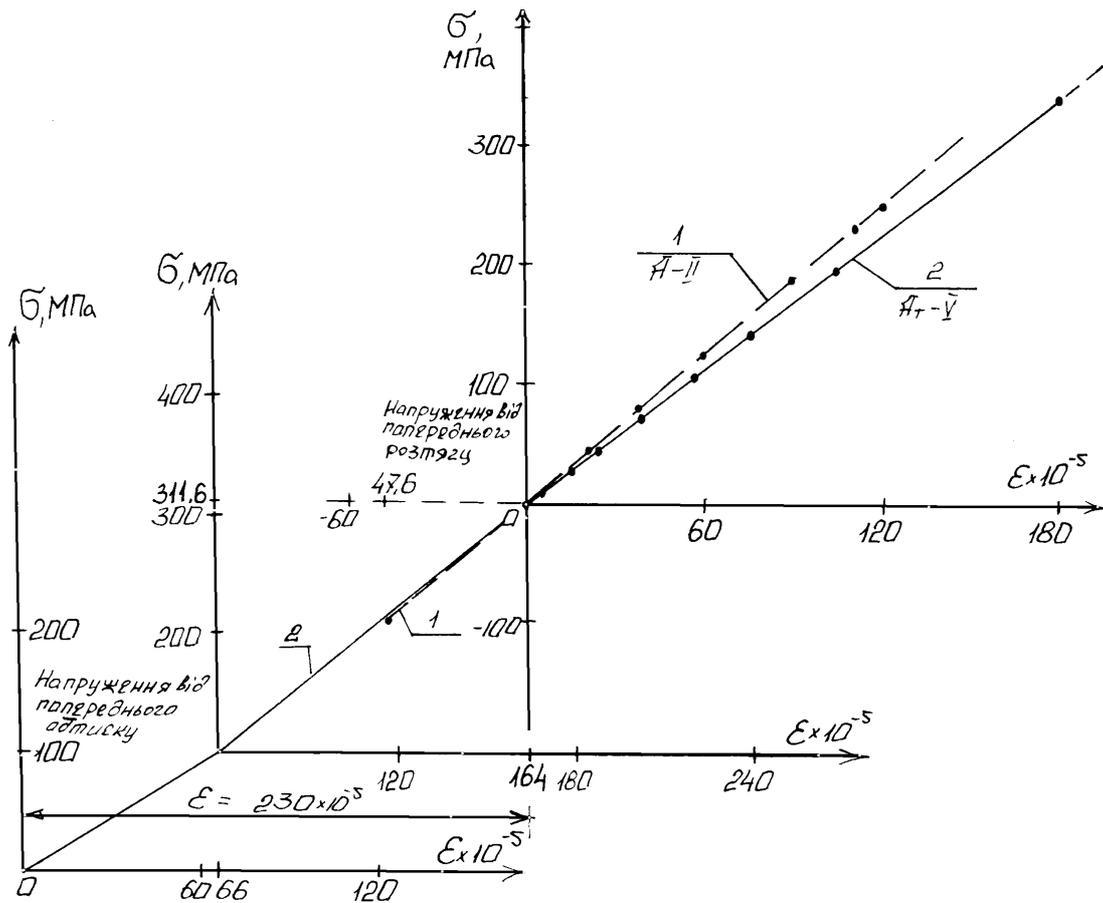


Рис. 5. Деформації стрижневої арматури А_т-У і А-ІІ в колонах з частковим попереднім напруженням

Руйнування попередньо напружених колон відбулось при $F = 1800$ кН внаслідок роздроблення бетону.

Зменшення несучої здатності колон з частковим напруженням арматури щодо колон без її напруження мабуть спричинене не повним використанням міцності арматури класу А-ІІ і додатковим обтиском бетону силою попереднього її напруження*.

* Ониськів Б.М., Холод П.Ф. Методика розрахунку коротких стиснутих залізобетонних елементів, армованих стиснутою високоміцною арматурою // Вісн. ЛПІ. – 1994. – № 278.