

$$T_1 = 2,4 \cdot h \cdot d \cdot \sqrt{R_b} \quad \text{при } 2,5 < h/d \leq 4,2; \quad (6.1)$$

$$T_1 = 10 \cdot d^2 \cdot \sqrt{R_b} \quad \text{при } h/d > 4,2, \quad (6.2)$$

де  $R_b$  – розрахунковий опір бетону полицки на стиск.

Для стержнів із маловуглецевої сталі повинна виконуватись умова:

$$T_1 \leq 0,63d^2 R_s, \quad (7)$$

де  $R_s$  – розрахунковий опір сталі анкера зсуву.

По наведеним формулам (6.1)-(7) була визначена необхідна кількість анкерів для сталезалізобетонних балок, виконаних із двотаврів №10-40 із класом бетонної полицки B15-B40. Несуча здатність таких балок розглядалася вище. Отримані результати по необхідній кількості анкерів для утримання поздовжньої зсуваючої сили наведені на рисунку 4. Висота та діаметр анкерних засобів визначався в залежності від висоти стиснутої верхньої залізобетонної полицки.

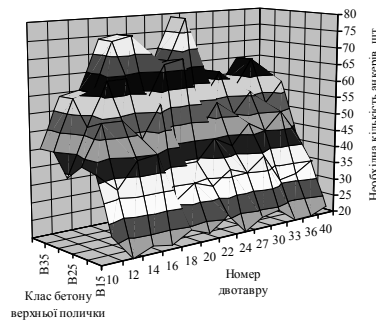


Рис. 4. Зміна необхідної кількості анкерів в залежності від класу бетону та номеру двотавру

**Висновки:** У викладеному в статті матеріалі досліджено теоретичним методом граничної рівноваги несучу здатність сталезалізобетонних нерозрізних балок. Отримані за розрахунками дані порівняні з експериментально отриманими під час випробувань значеннями. Середнє значення відхилення близько 4%. Також у матеріалах статті виконано підбір необхідної кількості гнучких анкерів для сприйняття поздовжньої сили у балці та побудована номограма для швидкого підбору кількості анкерів в залежності від класу бетону та номеру двотавру сталезалізобетонної балки.

#### ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

- Семко О.В. Аналіз існуючих методів розрахунку гнучких анкерів для з'єднання сталезалізобетонних конструкцій / О.В. Семко, В.В. Дарієнко // 36. наук. пр. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. Вип. № 18. Полтава: ПолтНТУ, 2006. – С. 155-161.
- Семко О.В. Експериментальні дослідження однопролітних сталезалізобетонних балок із гнучкими анкерами системи "NELSON" / О.В. Семко, С.А. Гудзь, В.В. Дарієнко // 36. наук. пр. Серія: Галузеве машино-будування, будівництво. Вип. №20. Полтава, 2007. – С. 89-94.

- СНиП 2.05.03-84 "Мосты и трубы" / Госстрой СССР. – М: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 200 с.
- Стороженко Л.И. Сталежелезобетонные конструкции / Л.И. Стороженко, А.В. Семко, В.И. Ефименко. – К. : Четверта хвиля, 1997. – 158 с.
- Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные мосты / Н.Н. Стрелецкий. – М: Транспорт, 1965. – 375 с.
- Шагин А.Л. Оценка несущей способности двухпролетных сталежелезобетонных локально предварительно напряженных балок / А.Л. Шагин, М.Ю. Избаш, Р.Н. Шемет // Научный вестник строительства. – Вип. 38. – Харків: ХДТУБА ХОТВ АБУ, 2006. – С. 81-89.

#### УДК 624.27.012

#### РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАКЛАДНИХ ДЕТАЛЕЙ ВУЗЛІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ

д.т.н., проф. Семко О.В., асист. Малюшицький О.В.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

**Постановка проблеми.** Останнім часом, на ряду із залізобетонними каркасами отримали поширення в будівництві сталезалізобетонні каркаси. Вони являють собою ригелі із листовим армуванням та стійки – трубобетонні або звичайні колони. З'єднання цих ригелів та колон здійснюється також, як і у випадку залізобетонного каркасу, за допомогою закладних деталей. Саме ці вузлові з'єднання у сталезалізобетонних конструкціях найбільш уразливі та недостатньо проаналізовані.

Тому єдино правильний шлях – це розробка оптимальних конструкцій, що забезпечують надійне анкерування закладних деталей у бетоні та які дозволять досить точно оцінювати деформативність вузлових з'єднань. Конструкції вузлів і характер їхньої роботи залежать від типу споруд і елементів, що з'єднуються [3].

**Аналіз останніх досліджень і виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми.** При дослідженні літературних джерел було виявлено, що через малу вагу закладних деталей вони проектуються зі значними запасами, що призводить до перевитрати матеріалу. Також варто відмітити, що не достатньо описані особливості дійсної роботи закладних деталей.

**Формулювання цілей статті.** Мета роботи – аналіз результатів експериментальних досліджень закладних деталей вузлів сталезалізобетонних рам.

**Виклад основного матеріалу.** Для дослідження роботи закладних деталей сталезалізобетонних рам були запроєктовані та виготовлені дослідні зразки, які являють собою фрагменти залізобетонних колон висотою 600 мм, та розміром у плані 200×300 мм із закладними деталями. Закладні деталі були запроєктовані чотирьох серій (рис. 1).

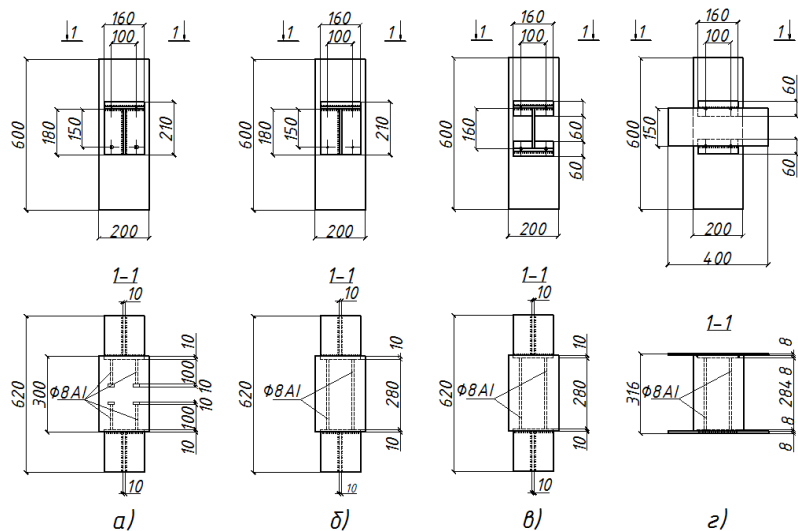


Рис. 1 Конструкції дослідних зразків

а – зразки I-ї серії; б – зразки II-ї серії; в – зразки III-ї серії;  
г – зразки IV-ї серії;

Для забезпечення достатньої міцності бетону на місцеве змінання було виконано додаткове армування колони у вигляді поперечних сіток  $50 \times 45$  мм діаметром 3 мм з кроком 100 мм. У якості основної арматури колон була використана арматура періодичного профілю діаметром 16 мм.

Випробування проводилось на дію короткочасних навантажень в лабораторії кафедри "Залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів, "Полтавського національного технічного університету". Схема установки для проведення випробувань наведена на рис.2.

На рис. 3 зображене випробування закладних деталей на прикладі зразка К-III-2.

Руйнування усіх зразків було пластичним. За несучу здатність приймали навантаження, при якому стрижні анкерів закладних деталей досягали межі текучості. Значення теоретичної несучої здатності, та отриманої експериментальним шляхом усіх зразків приведені в таблиці 1. Перші ознаки руйнування зразків першої та четвертої серії – волосяні тріщини, почали з'являтися при навантаженні в 120 кН. У зразків другої серії ці ознаки з'явилися при навантаженні рівному 90 кН. А зразки третьої серії почали руйнуватися при навантаженні в 140 кН. При подальшому навантаженні ці тріщини розкривалися, що свідчило про те, що арматурні стрижні деформувались. При досягненні межі міцності ширина розкриття тріщин дослідних зразків становила приблизно 3–5 мм. Деформації зрушення закладних деталей відносно колон не значні, та становлять приблизно 1,5–2 мм.

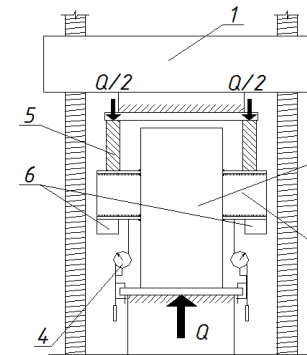


Рис.2 Схема випробувальної установки

1 – випробувальна машина ПГ 500М; 2 – дослідний зразок; 3 – закладна деталь; 4 – прогиномір; 5 – металеві пластини через які передається навантаження на закладну деталь; 6 – клінометри

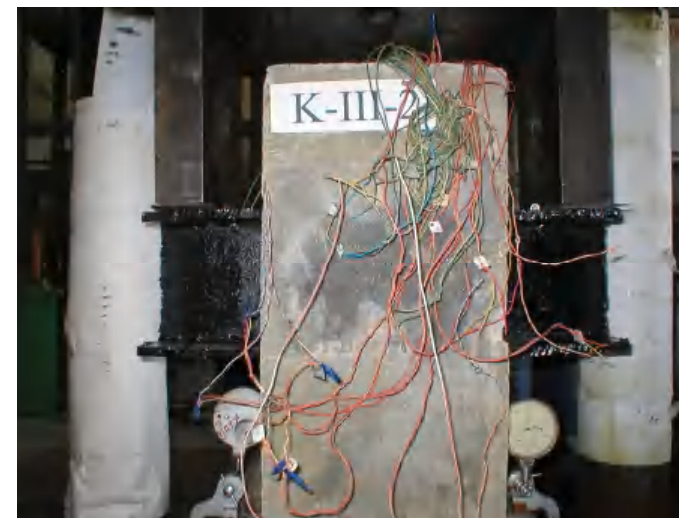


Рис. 3 Випробування зразка К-III-2

Таблиця 1

Порівняння експериментальних та теоретичних значень несучої здатності дослідних зразків

Зразок	Несуча здатність, кН	
	Q <sub>екс.</sub>	Q <sub>теор.</sub>
К-I-1	182	42
К-I-2	188	42
К-II-1	180	46
К-II-2	177	46
К-III-1	190	46
К-III-2	186	46
К-IV-1	204	57
К-IV-2	200	57

На рис.4, для зразків першої серії, на прикладі зразка К-I-1, наведені залежності  $N - \epsilon$  по кожному електротензодатчику. З графіка видно, що нижні арматурні стрижні спочатку працювали на стиск, а потім на розтяг, що пояснюється прикладеним навантаженням, та характером роботи закладної деталі. Нерівномірність деформацій, яку видно на графіку, виникає у наслідок деформації бетону під висадженими головками верхнього ряду нормальних анкерів. При досягненні межі текучості, окремі стрижні набули значень повздовжніх деформацій  $\epsilon_{повз} = 163 \cdot 10^{-5}$ . Деформації нижніх арматурних стрижнів не значні, та не перевищують  $\epsilon_{повз} = 70 \cdot 10^{-5}$ , так як частину зусиль сприймає бетон.

На рис.5-7 наведені залежності  $N - \epsilon$  по кожному електротензодатчику для зразків решти серій. У зразках другої та третьої серій (рис.5-6) характер деформування стрижнів нормальних анкерів суттєво не відрізняється від зразків першої серії. Відсутність нерівномірностей на графіках другої та третьої серій пояснюється тим, що стрижні нормальних анкерів наскрізні (рис. 1).

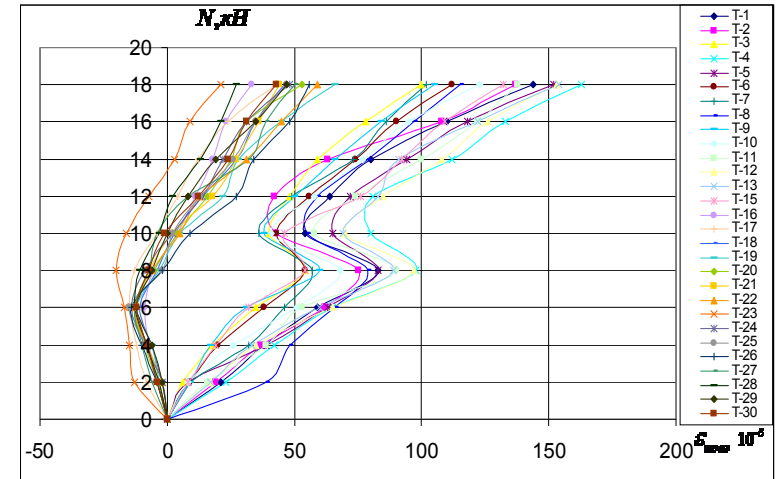


Рис.4 Графік росту деформацій арматурних стрижнів в зразку К-I-1 в процесі навантаження

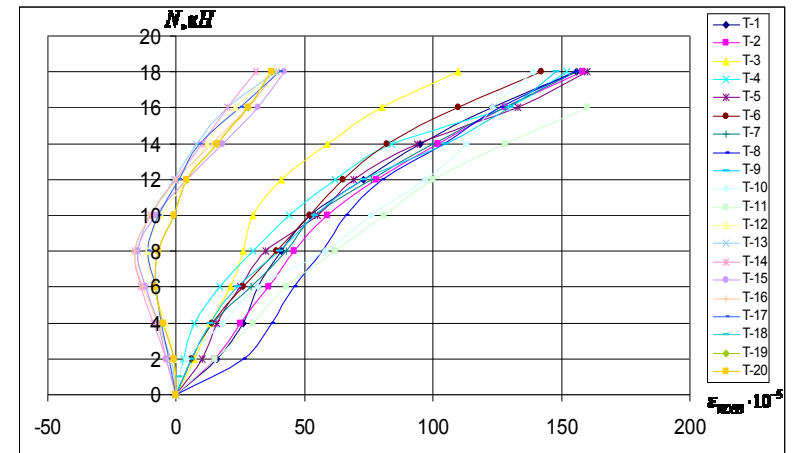


Рис.5 Графік росту деформацій арматурних стрижнів в зразках другої серії в процесі навантаження (на прикладі зразка К-II-1)

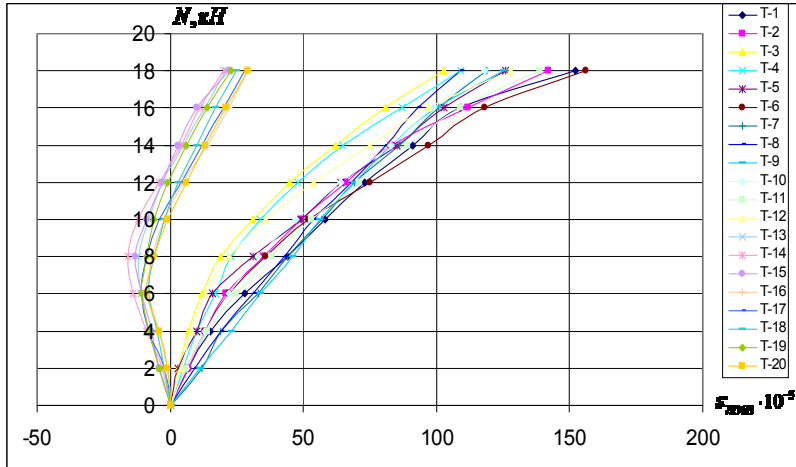


Рис.6 Графік росту деформацій арматурних стрижнів в зразках третьої серії в процесі навантаження (на прикладі зразка К-III-1)

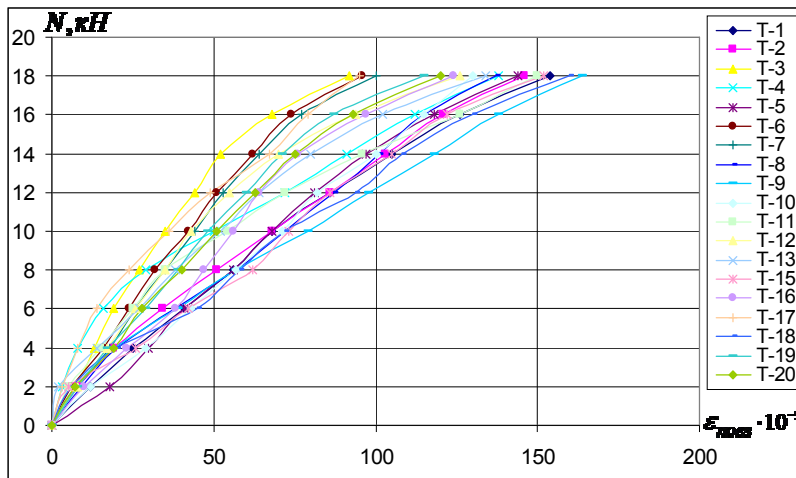


Рис.7 Графік росту деформацій арматурних стрижнів в зразках четвертої серії в процесі навантаження (на прикладі зразка К-IV-1)

З графіків (рис.5-6) видно, що значення повздовжніх деформацій верхніх арматурних стрижнів зразків другої та третьої серій практично не відрізняються та при досягненні межі текучості становлять відповідно

$\epsilon_{повз} = 159 \cdot 10^{-5}$ , та  $\epsilon_{повз} = 156 \cdot 10^{-5}$ . Значення повздовжніх деформацій нижніх стрижнів також суттєво не відрізняються та не перевищують  $\epsilon_{повз} = 50 \cdot 10^{-5}$  (рис.5-6).

Характер деформування нормальних анкерів закладних деталей зразків четвертої серії (рис.7) відрізняється від попередніх тим, що усі анкерні стрижні працюють на розтяг, оскільки навантаження на закладну деталь прикладалося практично без ексцентриситету (5 мм). Межі текучості окремі стрижні досягли при повздовжніх деформаціях  $\epsilon_{повз} = 163 \cdot 10^{-5}$ .

**Висновки.** Отже, проаналізувавши дані експериментальних досліджень закладних деталей, та порівнявши їх з теоретичними розрахунками згідно з нормами [1] можна зробити висновок, що розрахунок згідно цього нормативного документа дає суттєвий запас несучої здатності.

**ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА**

1. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНИП 2.03.01-84) /ЦНИИпромзданий Госстроя СССР. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с..
2. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. – М.: Стройиздат, 1981.–184 с..
3. Холмянский М.М. Закладные детали сборных железобетонных элементов. – М.: Стройиздат, 1988.–208 с.

**УДК 624.97.014.2**

**МАЛОЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ С ДЕРЕВЯННЫМ КАРКАСОМ ДЛЯ СЕЙСМОСТОЙКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА**  
 к.т.н., доц. Синцов В.П., к.т.н., доц. Митрофанов В.А.,  
 магистр Синцов А.В.

*Национальная академия природоохранного и курортного строительства*

Деревянный каркасный дом является одним из лучших изобретений архитектурной мысли человека. Деревянные и фахверковые дома были широко распространены в средневековой Западной Европе. Именно они создают неповторимый колорит маленьких городков Швейцарии, Германии, Бельгии, Нидерландов.

Старейшие дома столицы Франции, эксплуатируемые более 700 лет и до наших дней, могут рассказать не только о богатой истории Парижа, но и качестве такого строительства. Бурное историческое развитие, результатом которого стала смена деревянных стен на кирпичные, оставило неизменным материал перекрытий. Неудивительно, что, несмотря на две мировые войны, прошедшие по Европе, такие коттеджи стоят и сейчас.

Первые переселенцы из Европы привезли в Новый Свет лучшие технологии и замыслы, которые помогли им выжить в жестких условиях. В их числе была и технология каркасного домостроения. Суровый климат Канады, частые