

УДК 624.21.004.69

МІЦНІСТЬ І ДЕФОРМАТИВНІСТЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧЕНОЇ КОМБІНОВАНОЇ ШПРЕНГЕЛЬНОЇ КОНСТРУКЦІЇ

*Ю. Вибранець, аспірант, Ю. Іваник, аспірант
Національний університет «Львівська політехніка»*

Постановка проблеми. Довготерміновий прогноз у галузі капітального будівництва показує, що металеві конструкції в складі залізобетонної плити протягом тривалого часу зберігатимуть домінуюче положення, тому завдання зменшення їх матеріалоємності є першочерговим [1]. Одним із варіантів вирішення завдання є використання нерозрізних сталезалізобетонних конструкцій, які охоплюють поєднання в роботі залізобетонної плити і комбінованих металевих елементів [2; 3].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Розробка нових конструкцій із гнучкою компонувальною схемою і створення конструктивних рішень, що забезпечують зниження витрати металу і трудомісткості виготовлення й монтажу, набувають особливого значення. Аналіз розвитку конструктивних форм, умов виготовлення і монтажу несучих будівельних конструкцій [4; 5] показує, що одним із перспективних напрямів подальшої еволюції є застосування їх як просторових комбінованих шпренгельних систем, об'єднаних у сумісну роботу зі залізобетонною плитою.

Постановка завдання. Наше завдання – вдосконалення нових конструктивних рішень і визначення реальної несучої здатності комбінованих сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій у результаті проведення експериментально-теоретичних досліджень.

Виклад основного матеріалу. Просторова робота сталезалізобетонних комбінованих шпренгельних конструкцій є досить складною. Дослідження конструкцій такого типу, як числових, так і експериментальних, мають першочергове значення для їх широкого використання в будівництві.

У процесі проведення експериментальних досліджень були виготовлені до випробувань три натурних дослідних зразки.

Експериментальні конструкції були запроєктовані таким чином, щоб вони руйнувалися за нормальними перерізами від сумісної дії згинального моменту та поздовжньої сили. Їхнє завантаження провозило до непридатності до нормальної експлуатації, а саме – до ширини розкриття тріщин, більшої за допустиму ($a_{\text{кр}} > 0,4$ мм).

Кожен натурний зразок складався з двох ідентичних металевих шпренгельних конструкцій, по верху яких була залита монолітна залізобетонна плита. Загальна довжина металеві конструкції становила 6,14 м (проліт 6,0 м), та висота 0,475 м (в осях 0,39 м). Конструкція виготовлена згідно з розробленими кресленнями (рис. 1). Верхній пояс металеві конструкції виконували з прокатного сталюого двотаврового профілю № 12 за ГОСТом 8239-89. Шпренгельну підвіску та нижню затяжку виконували зі спарених сталюих кутиків розмірами 45x45x4 та

50x50x5 мм відповідно за ДСТУ 2251-93. Клас сталі конструкції – С245. Балка жорсткості об'єднувалась з елементами шпренгельної підвіски фасонками завтовшки 5 мм. З'єднання виконано за допомогою електродугового зварювання з використанням електродів Э-42 за ГОСТом 9467-75.



Рис. 1. Модель просторової комбінованої сталезалізобетонної шпренгельної конструкції.

Після виготовлення конструкцій їх влаштовували на опори з відстанню між осями балок 2,0 м. Монолітну залізобетонну плиту виконували по верху металевих балок. Її розміри становили 6140 x 3000 мм. Клас бетону – С20/25. Крок армування – 200 мм, арматура робоча Ø 8 та 12 класу А400С, конструктивна – Ø 8 А240С згідно з ДСТУ 3760-2006. Арматування виконували в нижній зоні – суцільне, та у верхній – над опорами.

Натурні зразки відрізнялися між собою формою плити: 1) КСБ-1: плита була виготовлена у звичайній щитовій опалубці (рис. 2, а); 2) КСБ-2: опалубкою слугував сталевий профільований настил ТП-35 товщиною 0,5 мм згідно з ТУ У В.2.6-28.7-30703438-001:2010, який влаштовували ребрами поперек металевих конструкцій (рис. 2, б); 3) КСБ-3: опалубкою слугував сталевий профільований настил ТП-35, товщиною 0,5 мм згідно з ТУ У В.2.6-28.7-30703438-001:2010, який влаштовувався ребрами вздовж металевих конструкцій (рис. 2, в).

Сумісну роботу шпренгельних металевих конструкцій з плитою забезпечували за допомогою гнучкого похилого петлевого анкера (рис. 2, 3). Його виготовляли з арматури Ø 8 класу А400С. Крок анкерів згідно з розрахунком за зсувними зусиллями прийнято 500 мм. Вони кріпилися до верхнього поясу шпренгельних конструкцій. З'єднання виконано за допомогою електродугового зварювання з використанням електродів Э-42 за ГОСТом 9467-75.

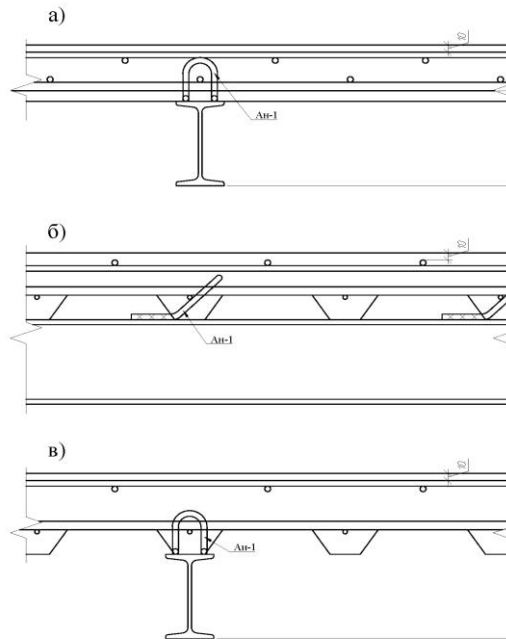


Рис. 2. Типи дослідних зразків плити:
 а) за звичайною щитовою опалубкою;
 б) за профільованим листом поперек шпренгельних конструкцій;
 в) за профільованим листом ребрами вздовж шпренгельних конструкцій;
 Ан-1 – гнучкий анкер.



Рис. 3. Анкерний пристрій та схема розміщення арматури.

У процесі проведення експерименту встановлено, що в дослідних натурних зразках після досягнення напружень у розтягнутій арматурі межі текучості подальше навантаження конструкцій супроводжувалося значним приростом деформацій арматури і бетону, прирощенням прогинів і розкриттям тріщин у середній частині плити (між металевими конструкціями). В одному випадку відбулася втрата стійкості стінки верхнього поясу металевої комбінованої конструкції (КСБ-1).

Порівняння величин експериментальних і розрахункових граничних напружень, виконаних згідно з ДБН 2.6-98:2009, ДБН 2.6-160:2010 та ДБН 2.6-163:2010 [1-3], показало добру збіжність результатів для натурних конструкцій. Відхилення експериментальних величин від теоретичних становило 12,2...-1,1%.

При обчисленні розрахункової несучої здатності у формули підставляли дійсні величини призмової міцності бетону f_{cd} , а за розрахунковий опір арматури прийнято фактичні значення межі текучості арматури σ_y . Характер руйнування конструкцій і розвиток тріщин показано на рис. 4.

Результати експериментальних досліджень. КСБ-1. Починаючи зі стадії завантаження №5 (навантаження 12 кН/м^2) на боковій грані плити між балками з'явилися перші нормальні тріщини. За подальшого збільшення навантаження їхня кількість і ширина розкриття зростали. На стадії №8 (навантаження 21 кН/м^2) ширина розкриття тріщини становила $0,41 \text{ мм}$, що перевищує допустимі межі.

За повного експериментального навантаження натурної конструкції загальний її прогин становив $16,9 \text{ мм}$, прогин за нижніми вузлами – $9,7 \text{ мм}$.

КСБ-2. Перші нормальні тріщини на боковій грані плити між балками з'явилися на стадії завантаження №5 (навантаження 12 кН/м^2). На останній стадії (навантаження 21 кН/м^2) ширина розкриття тріщин становила $0,25 \text{ мм}$.

За повного експериментального навантаження натурної конструкції загальний її прогин становив $15,8 \text{ мм}$, прогин за нижніми вузлами – $9,0 \text{ мм}$.

КСБ-3. Перші нормальні тріщини на боковій грані плити між балками з'явилися на стадії завантаження №4 (навантаження 9 кН/м^2). Критичної ширини розкриття $a_{cr,c} = 0,51 \text{ мм}$ вони досягли на стадії №8 (навантаження 21 кН/м^2).

За повного експериментального навантаження натурної конструкції загальний її прогин становив $15,6 \text{ мм}$, прогин за нижніми вузлами – $8,3 \text{ мм}$.



Рис. 4. Тріщини в плиті (КСБ-3).

Залежність напружень в елементах підвіски від зміни навантаження для трьох типів натурних зразків відображена на графіках (рис. 5).

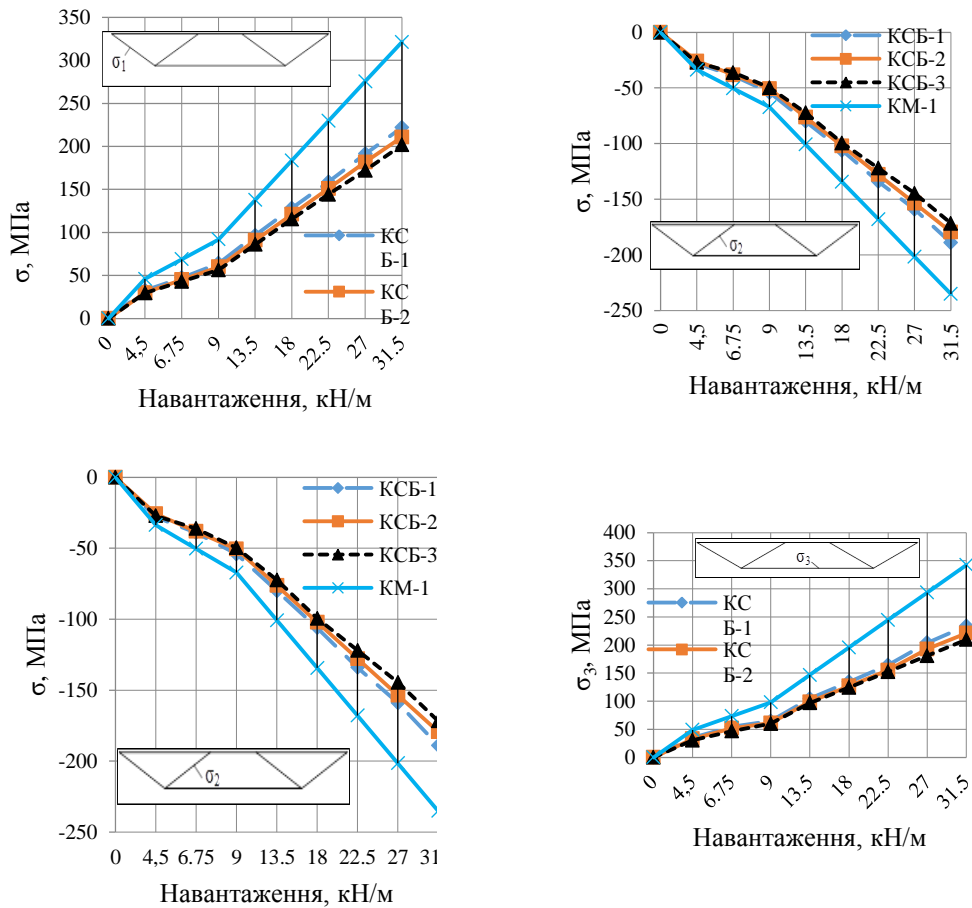


Рис. 5. Графіки залежності напружень в елементах підвіски від зміни навантажень.

На графіках КМ-1 – теоретична зміна напруження в елементах металевої конструкції, не об'єднаної в сумісну роботу з плитою.

Як видно з графіків, найменші напруження в елементах металевої підвіски виникали у 3-му дослідному зразку (КСБ-3). Це зумовлено більшою жорсткістю верхнього поясу за рахунок ребра плити безпосередньо над металевою балкою.

Найбільші напруження виникли в 1-му зразку (КСБ-1). У відсотковому відношенні на різних стадіях навантаження різниця між КСБ-1 та КСБ-3 становила 7-11%.

Напруження металевих елементів у КСБ-2 знаходяться на середньому рівні між КСБ-1 та КСБ-3. Значення відрізняються залежно від стадій завантаження, на 3-8%.

Графіки залежності відносних деформацій верхньої стиснутої зони бетону від навантаження показані на рис. 6.

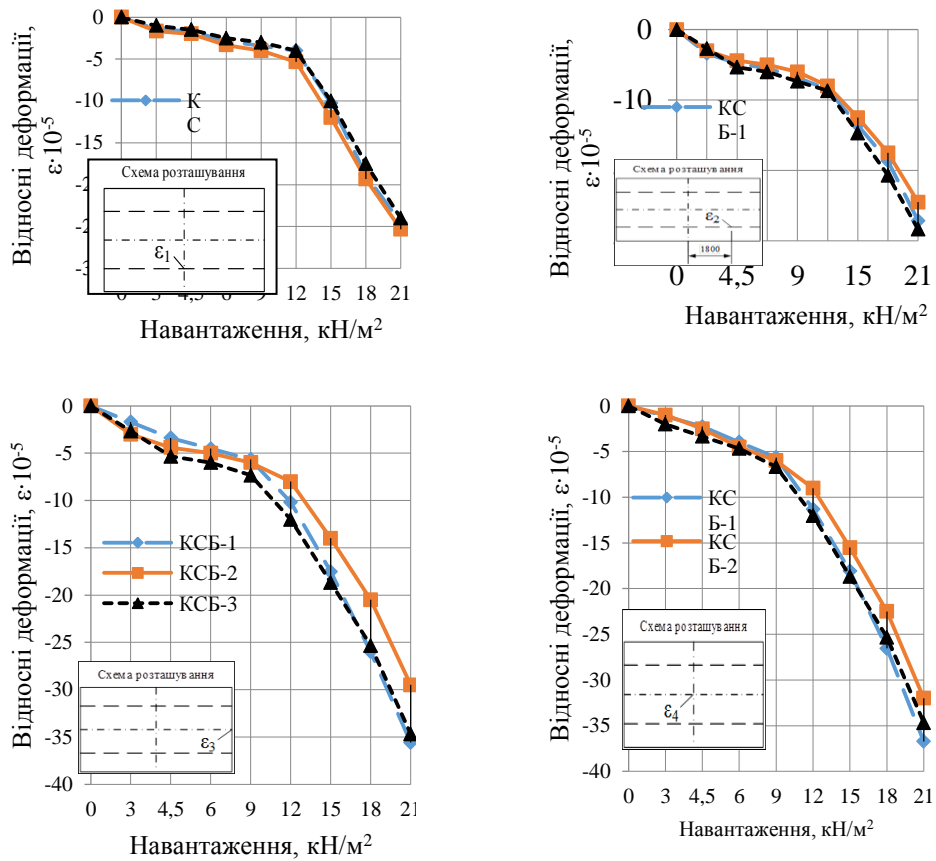


Рис. 6. Графіки залежності відносних деформацій верхньої стиснутої зони бетону від навантаження.

Як видно з графіків, у плиті теж найменші деформації бетону виникли у 3-му дослідному зразку (КСБ-3).

Епюри відносних деформацій сталезалізобетонного перерізу в середній частині верхнього поясу КСБ-1 відображені на рис. 7.

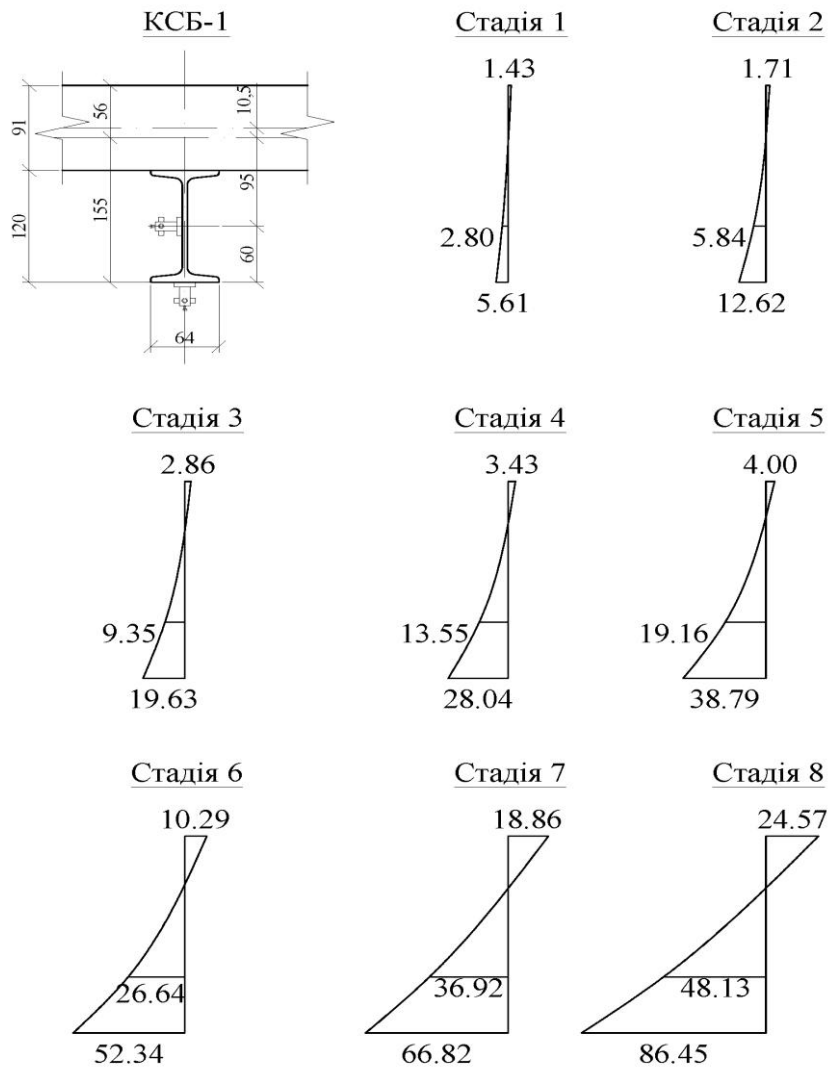


Рис. 7. Епюри відносних деформацій сталезалізобетонного перерізу в середній частині (на прикладі КСБ-1).

Характер утворення і розвитку тріщин показано на рис. 8–10.

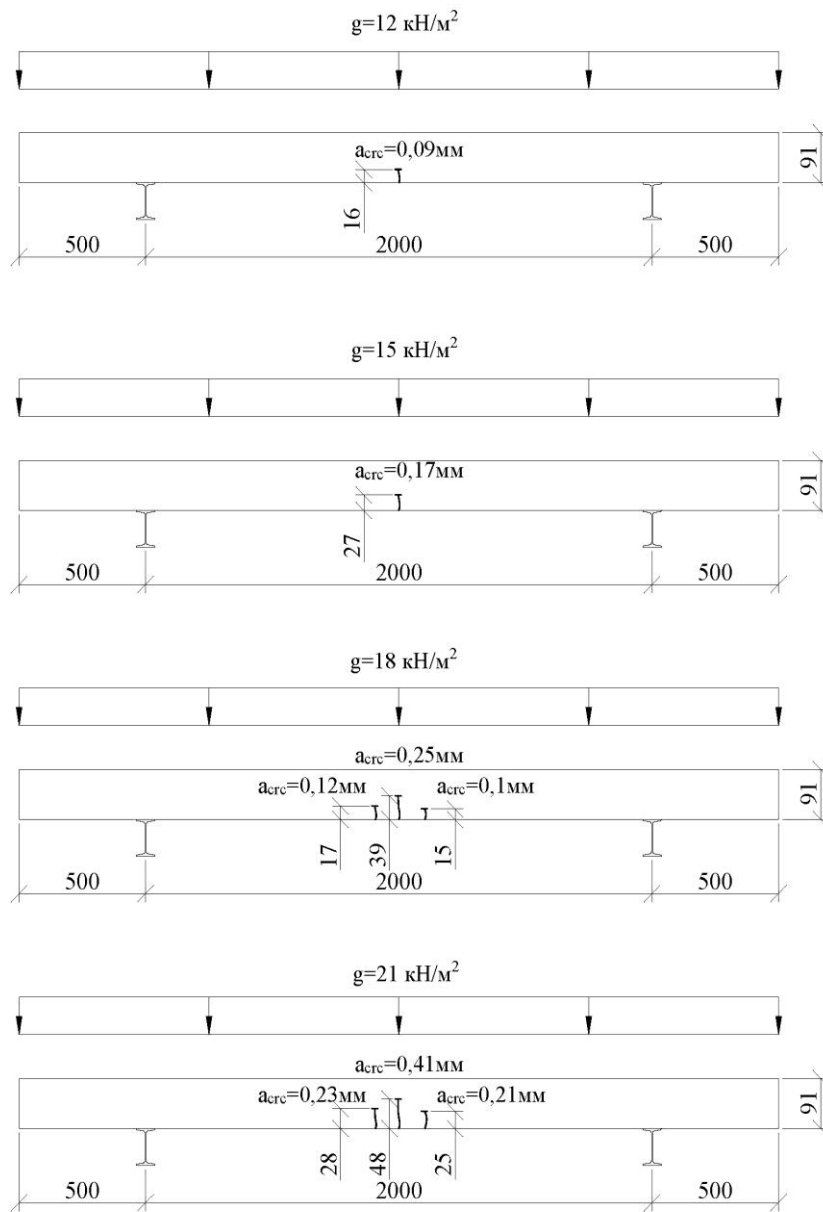


Рис. 8. Характер утворення та розвитку тріщин на боковій грані плити у КСБ-1.

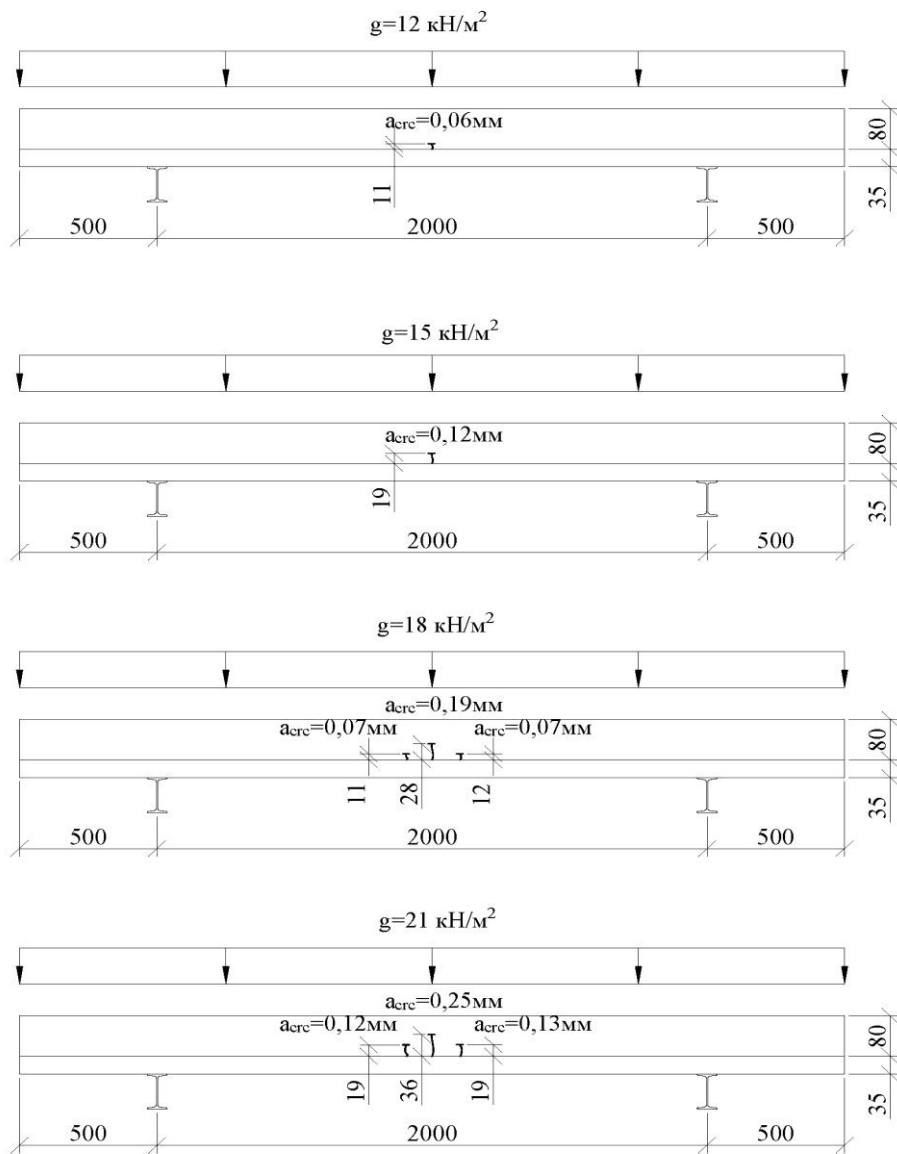


Рис. 9. Характер утворення та розвитку тріщин на боковій грані плити у КСБ-2.

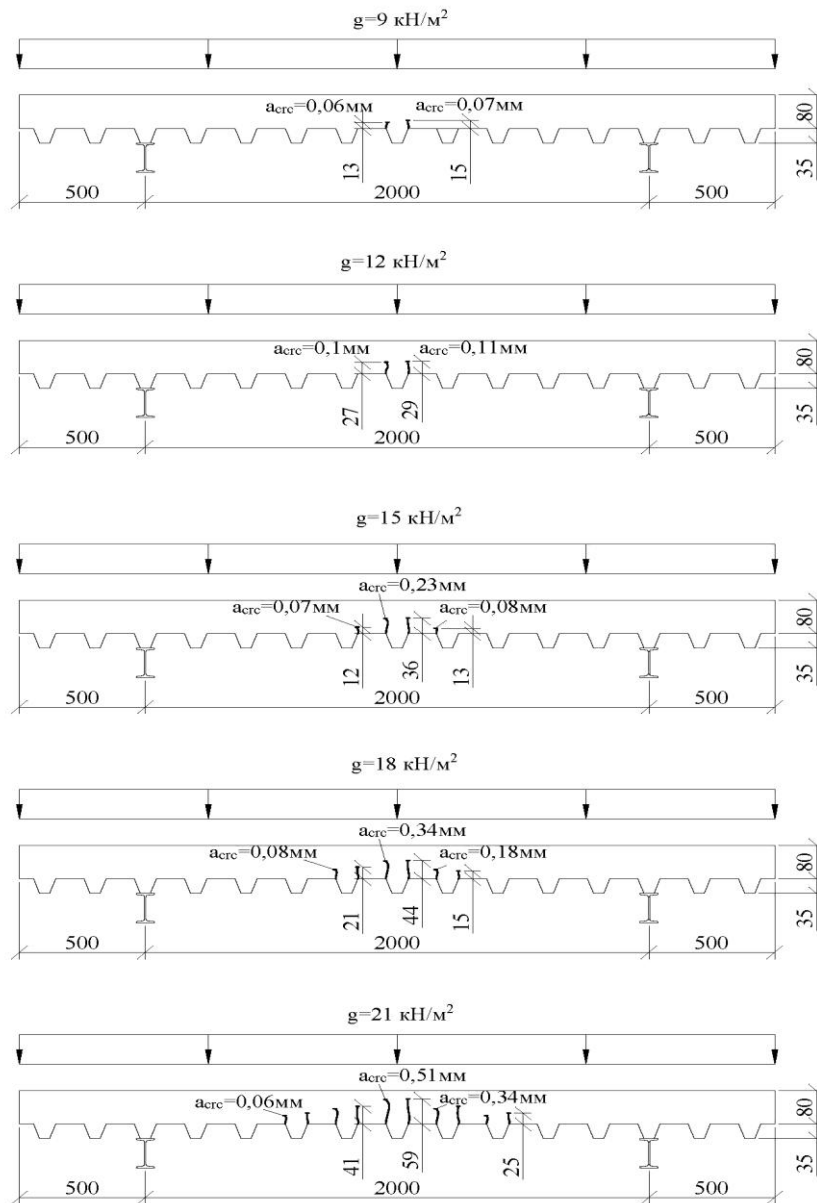


Рис. 10. Характер утворення та розвитку тріщин на боковій грані плити у КСБ-3.

Як видно з рис. 8–10, найменша тріщиностійкість – у КСБ-3. Це зумовлено найменшою робочою висотою плити за сприйняття моменту в коротшому напрямі. Лише КСБ-2 має ширину розкриття тріщин за максимального навантаження, меншу за допустиму, що дає змогу експлуатувати її за такого навантаження.

Звичайно, за наявності профільованого настилу зі забезпеченням сумісної роботи з плитою характер утворення тріщин змінився би, однак у нашій роботі цього не досліджували.

Висновки. За результатами проведених експериментально-теоретичних досліджень встановлено:

1. Просторова робота комбінованих сталезалізобетонних конструкцій здійснюється в умовах триосного напруженого стану.

2. Розрахунок комбінованої конструкції як сталезалізобетонної з урахуванням просторової роботи, яка забезпечується головними комбінованими сталезалізобетонними і другорядними сталезалізобетонними балками, показує, що резерв несучої здатності порівняно з розрахунком у двохосному напруженому стані становив 16%;

3. Недонапруження перетинів сталезалізобетонної конструкції порівняно з металевими дає змогу зменшити величину прокату балки жорсткості на 25%;

Бібліографічний список

1. Гоголь М. В. Проблеми економічності несучих металоконструкцій перекриття і покриття / М. В. Гоголь // Теорія і практика будівництва : Вісник НУ «Львівська політехніка». – 2004. – № 520. – С. 42-45.
2. Белый Д. Ф. К проектированию сечений металлических предварительно напряженных балок с затяжками [Текст] / Д. Ф. Белый // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1976. – № 1. – С. 51–53.
3. Клименко Ф. Е. Сталобетонные конструкции с внешним полосовым армированием / Ф. Е. Клименко. – К. : Будівельник, 1984. – 88 с.
4. Бирюлев В. В. О стальных балках с предварительно напряженной затяжкой [Текст] / В. В. Бирюлев // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1958. – № 3. – С. 70–78.
5. Блихарский З. Я. Прочность, деформативность, потери напряжений предварительно напряженных сталебетонных балок с внешним армированием [Текст] : автореф. дисс. на соискание учен. степ. к. т. н. 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения / З. Я. Блихарский. – Минск : Белорус. политехн. ин-т, 1990. – 16 с.

Вибранець Ю., Іваник Ю. Міцність і деформативність сталезалізобетонної статично невизначеної комбінованої шпренгельної конструкції

У статті виконано експериментальні дослідження натурних моделей сталезалізобетонних комбінованих шпренгельних конструкцій з різним поперечним перерізом монолітної залізобетонної плити. Показано результати експериментальних досліджень у залежностях «деформація – навантаження» і проведено аналіз результатів.

Ключові слова: сталезалізобетон, комбінована шпренгельна конструкція, дослідження, міцність, деформативність.

Vybranets Y., Ivanyk Y. Strength and deformability steel concrete statically indeterminate combined trussing constructions

Experimental study of field models steel concrete composite trussing constructions with different cross-section monolithic concrete slab. Showing experimental results based "deformation - load" and the analysis of results.

Key words: steel concrete, combined trussing design, research, strength, deformability.

Выбранец Ю., Иванык Ю. Прочность и деформативность сталежелезобетонной статически неопределимой комбинированной шпренгельной конструкции

В статье выполнены экспериментальные исследования натурных моделей сталежелезобетонных комбинированных шпренгельных конструкций с различным поперечным сечением монолитной железобетонной плиты. Показаны результаты экспериментальных исследований в зависимостях «деформация – нагрузка» и проведен анализ результатов.

Ключевые слова: сталежелезобетон, комбинированная шпренгельная конструкция, исследования, прочность, деформативность.