

## РОБОТА СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК МОСТІВ ТА ЇХ РОЗРАХУНОК

Розглянуто розрахунок сталезалізобетонних балок мостів з врахуванням особливостей їх роботи. Пропонується при розрахунку перерізів сталевих частини сталезалізобетонних балок використовувати залежності між напруженнями та деформаціями, які впливають із теорії пластичності.

Ключові слова: сталезалізобетонна прогонова будова, міст, металева балка, залізобетонна плита, напруження, деформації, стадійна робота

**Вступ.** Сталезалізобетонні балки – ефективні конструкції, в яких раціонально використовується робота основних матеріалів: сталі в розтягнутій зоні, залізобетону – у стиснутій. Витрати сталі на сталезалізобетонні прогонові будови у 1,5...2 рази вищі за залізобетонні, але витрати бетону на одиницю довжини тут майже не залежать від величини прогону. У той же час як у залізобетонних прогонових будовах витрати бетону збільшується зі збільшенням прогону. Відповідно конкурентоздатність сталезалізобетонних прогонових будов зі збільшенням прогону також збільшується.

Діючими у СРСР технічними умовами [1] було заборонено застосування сталезалізобетонних прогонових будов прогоном менше 42 м. Однак, ця заборона не розповсюджувалася на будівництво мостів у важкодоступних районах.

Переважає більшість мостів в Україні (близько 90%) побудовані із залізобетону [2]. Але впровадження нових конструкцій і технологій для влаштування сталезалізобетонних прогонів, зростання довжини прогонів у мостах сприяє збільшенню обсягів будівництва сталезалізобетонних мостів. Тому актуальним є завдання теоретичної забезпеченості проектування мостів.

**Аналіз стану проблеми.** За всю досить успішну історію будівництва мостів в Україні тільки останнім часом почалося інтенсивне будівництво сталезалізобетонних автодорожніх мостів.

У 1949 р. для Печерського шляхопроводу у Києві була використана рамно-консольна конструкція сталезалізобетонного моста [3]. Ця конструкція складається з двоконсольного сталезалізобетонного ригеля з противагами на консолях і двох просторових опорних ніг, які утворені стояками та косяками (один стояк і один косяк) біля кожного кінця балки. Консолі, противаги та опорні ноги закриті декоративними стінками стояків.

У плані розвитку конструктивних систем треба відзначити розробку

Київською філією (КФ) “Союздорпроекту” у 1957-1961 рр. проектів балково-нерозрізних сталезалізобетонних прогонових будов за схемою  $n \times 40$  і  $n \times 60 + m \times 80 + n \times 60$  з головними балками постійної висоти. Ці проекти відзначаються тим, що у них передбачено регулювання зусиль за допомогою тимчасових опор для більш повного використання залізобетонної плити у стиснутій зоні [4].

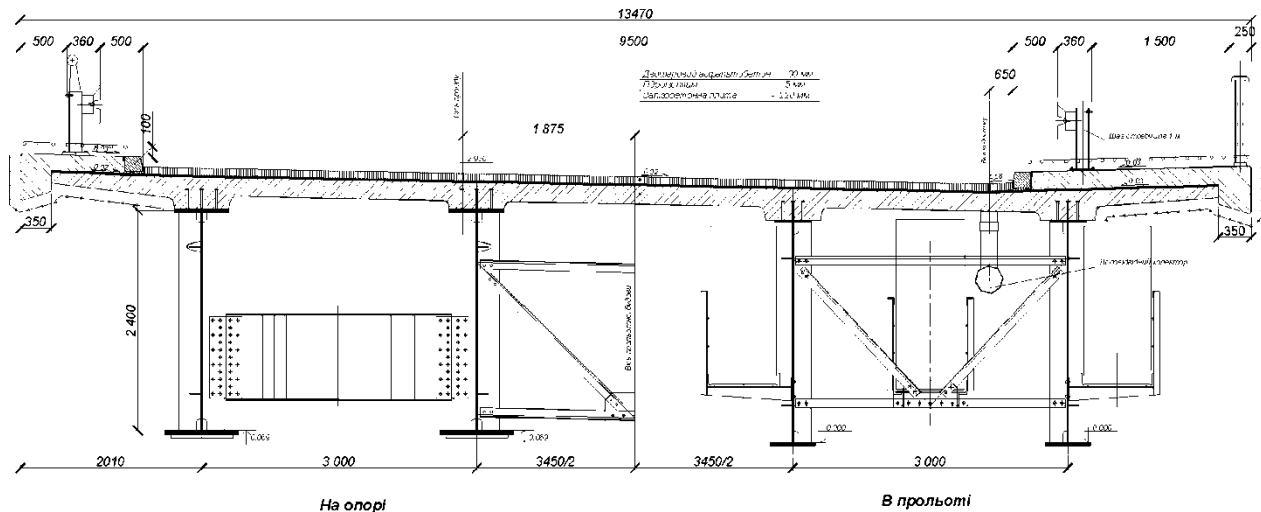


Рис. 1. Поперечний переріз сталезалізобетонного моста через р. Західний Буг

У 2001-2002 рр. через р. Західний Буг підприємством мостових робіт АТ “Мости-Лодзь” (Польща) згідно з робочим проектом, виконаним проектним інститутом “Укрдіпродор” (Україна), збудований новий сталезалізобетонний міст (рис. 1). Загальна довжина моста становить 189,43 м, габарит Г-9,5+1,5 м. За статичною схемою міст є трипрогоною нерозрізною балкою з довжиною прогонів 62,0+63,0+62,0 м, виконаних зі сталезалізобетону.

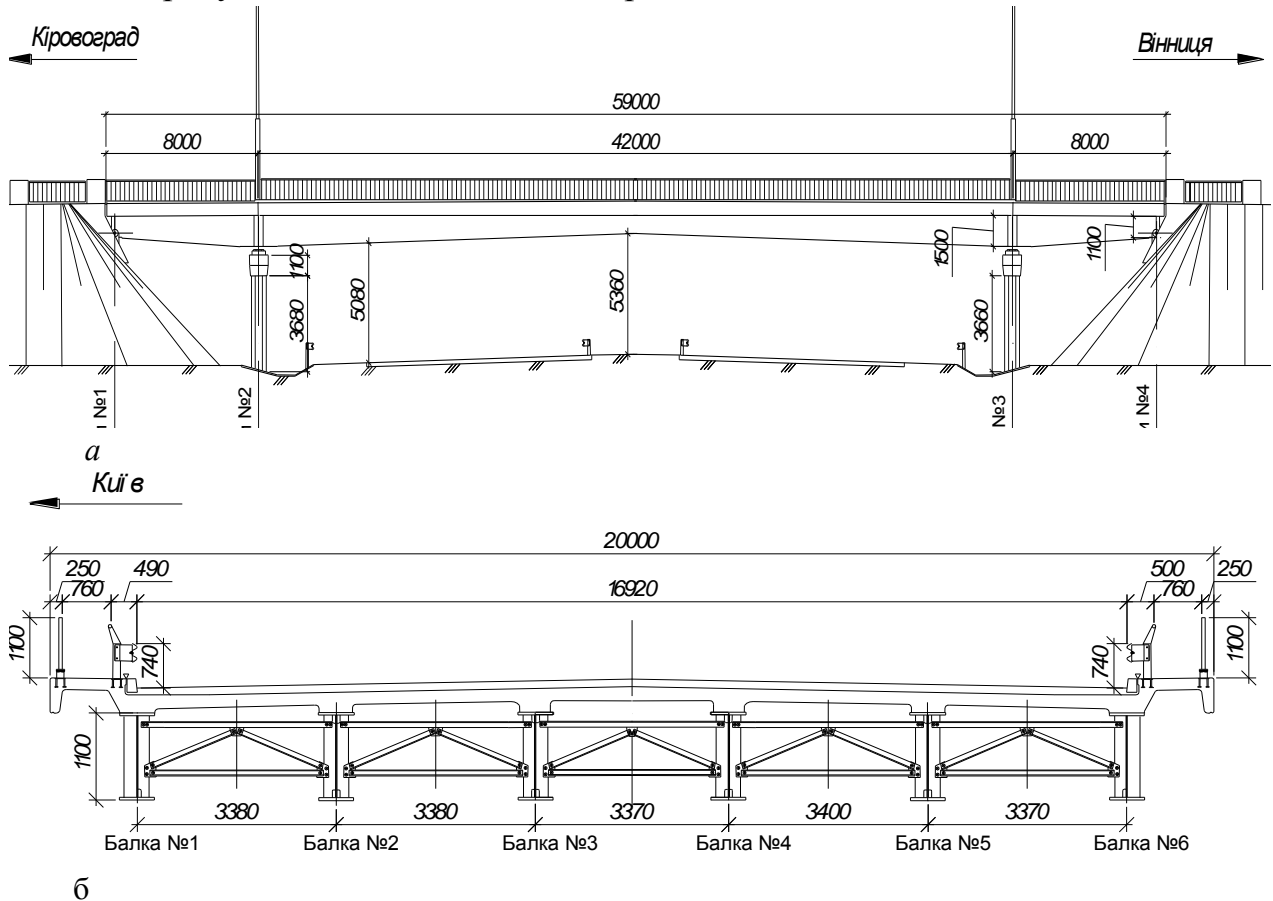
На автомагістралі Київ-Одеса у 2004 р. було збудовано два однакових сталезалізобетонних шляхопроводи однакової конструкції (рис. 2, 3). Довжина кожного шляхопроводу становить 59 м з габаритом Г-17+2×0,75. За статичною схемою шляхопровід являє собою нерозрізну трипрогонову балочну систему з поздовжньою схемою 8,0+42,0+8,0 м.

У 2009 р. збудовано сталезалізобетонний міст на вході у Гавань р. Дніпро від вул. Набережно-Хрещатицької до мису Рибальського півострова у м. Києві. Міст призначений для пропуску шести смуг руху (по три смуги у кожному напрямі) автомобільного навантаження. Міст складається з семи сталезалізобетонних прогонів (рис. 3). Схема моста – балочна нерозрізна. Довжина моста включаючи по проекції на горизонталь між задніми гранями перехідних плит складає: 8,0+16,3+(35,0+45,0+60,0+75,2+ +60,0+45,0+35,0)+16,3+8,0=403,6 м.

Проектування таких складних прогонових будов вимагає відповідального підходу до їх розрахунків, особливо з врахуванням введених відносно недавно нових норм з проектування мостів [5].

**Мета дослідження** – уточнення розрахунків сталезалізобетонних балок

мостів з врахуванням особливостей їх роботи.



б

Рис. 2. Фасад шляхопроводу на автодорозі Київ-Одеса км 209 (а) та його поперечний переріз (б)

**Результати досліджень.** Розрахунки сталезалізобетонних прогонових будов відрізняються підвищеною складністю, яка пов'язана із стадійністю роботи, специфікою об'єднання сталевих і залізобетонних конструкцій, внутрішньою статичною невизначеністю перерізів, необхідністю урахування як зовнішніх, так і внутрішніх силових факторів, використанням попереднього напруження та регулювання зусиль, великим впливом на роботу системи непружних деформацій.

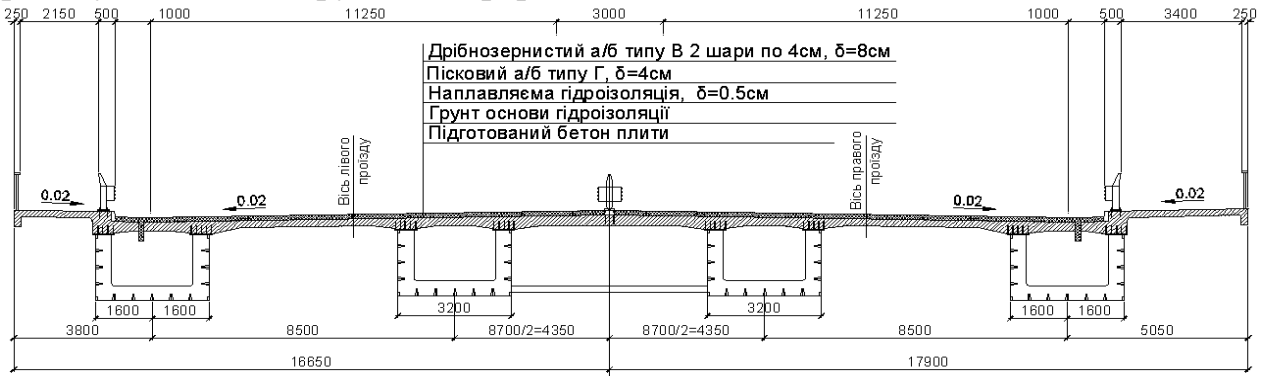


Рис. 3. Поперечний переріз моста на вході в Гавань р. Дніпро у м. Києві. Сталезалізобетонні елементи є складеними стержнями, у яких сталеві та

залізобетонні частини об'єднані швами. Розподілення деформацій і напружень у таких елементах залежить від деформативних властивостей залізобетону і сталі, а також від об'єднувальних шва. У зв'язку з відносно великою жорсткістю об'єднувальних швів сталезалізобетонних елементів вирішальне значення, як правило, мають деформативні, і перш за все, пружні властивості матеріалів. Основу розрахунку сумісної роботи залізобетону і сталі складають відношення модулів пружності сталі і бетону

$$n_b = E_{st} / E_b, \quad (1)$$

де  $E_{st} = 2,06 \cdot 10^5$  МПа ( $2,1 \cdot 10^6$  кгс/см<sup>2</sup>) - модуль пружності конструкційного металу сталеві частини;  $E_b$  - модуль пружності бетону при стиску і розтягу, які визначають відповідно до чинних норм [5].

Величину  $n_b$  використовують як коефіцієнт зведення площі бетону у складі поперечного перерізу сталезалізобетонного елемента до еквівалентної площі сталі за формулою

$$A_{b, red} = A_b / n_b. \quad (2)$$

Сталезалізобетонні прогонові будови є конструкціями з яскраво вираженою просторовою роботою плитно-балкового характеру. Горизонтальна залізобетонна плита працює сумісно з декількома головними балками або фермами, розташованими у різних вертикальних площинах. Напруження розподіляються за шириною плити плитно-балкової конструкції нерівномірно та можуть визначатися тільки методами просторового розрахунку, які використовують теорію пружності, методи скінчених елементів або скінчених різниць, що реалізується на ЕОМ.

У переважній більшості практичних розрахунків плитно-балкову конструкцію сталезалізобетонної прогонової будови розділяють для розрахунків за граничними станами на окремі сталезалізобетонні елементи - сталеві балки з віднесеними до них ділянками залізобетонної плити, об'єднаної з балками.

За першою групою граничних станів попередньо законструйований переріз перевіряють на дію згинальних моментів, які спричинять стиск або розтяг у сталезалізобетонному перерізі. У залежності від етапу роботи визначають напруження у залізобетонній та сталевій частинах сталезалізобетонного перерізу та співставляють їх з розрахунковими опорами бетону  $R_b$ , арматури  $R_r$  і сталі металеві балки  $R_y$  з урахуванням відповідних коефіцієнтів умов роботи.

Розташування розрахункового перерізу за довжиною моста визначає спосіб перевіряння напружень у бетоні, арматурі залізобетонної плити та сталевих нижнього або верхнього поясів. При цьому розрізняють можливість виникнення таких напружених станів:

1. При наявності впливу додатного згинального моменту, який

спричиняє стиск верхнього залізобетонного пояса і повний або частковий розтяг сталеві балки, розглядають три розрахункових випадки А, Б і В (рис. 4) в залежності від величини напруження в бетоні  $\sigma_b$  на рівні центру ваги залізобетонної плити і напруження у поздовжній арматурі  $\sigma_r$ , що відповідає деформації бетону при напруженні  $\sigma_b$ .

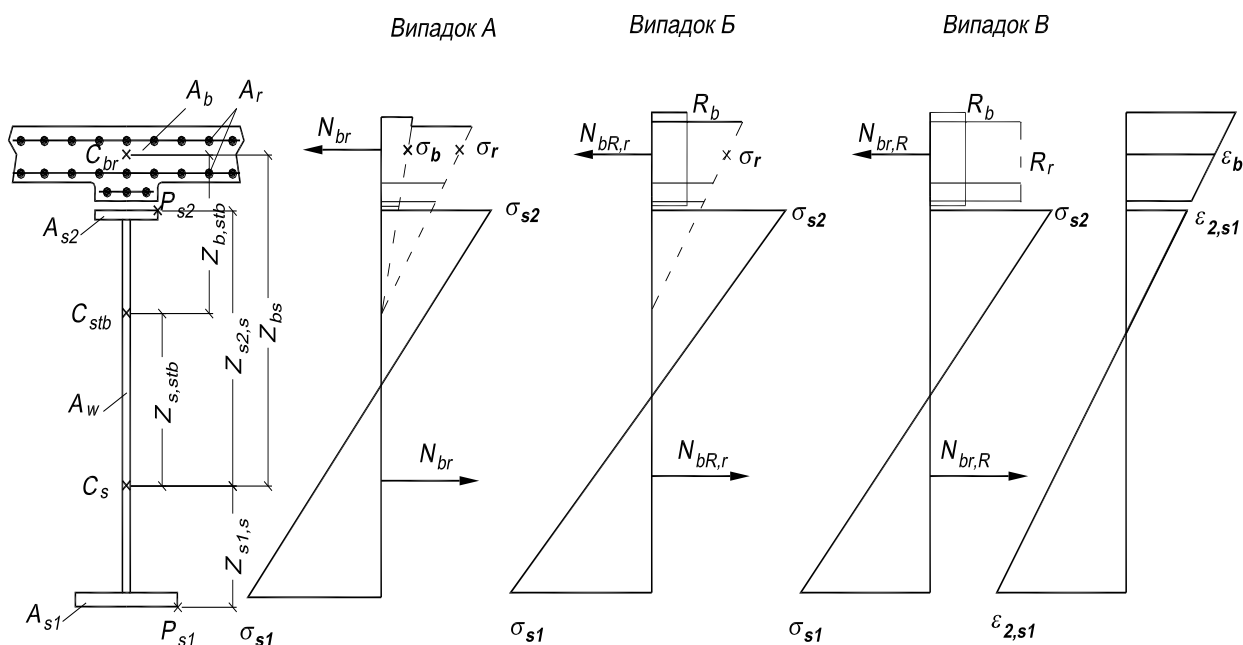


Рис. 4. Розрахункові випадки розподілу напружень і деформацій у нормальному сталезалізобетонному перерізі при наявності додатнього згинального моменту

2. Вплив від'ємного згинального моменту, який спричиняє розтяг верхнього залізобетонного пояса, може викликати напруження і зусилля відзначені розрахунковими випадками Г або Д (рис. 5) у залежності від величини розтягуючого напруження у бетоні  $\sigma_b$  на рівні центра ваги залізобетонного перерізу і напруження у поздовжній арматурі  $\sigma_r$ .

Розрахунок міцності перерізів із залізобетонною плитою, що працює на місцевий згин у поздовжньому напрямку виконують згідно з розрахунковими випадками А, Б, В, Г і Д, при цьому плиту у випадках Б, В і Д розраховують за граничною рівновагою як позацентрово розтягнутий залізобетонний стержень, а у розрахунку усього перерізу враховують розвантаження його сталеві частини рівнодійною стискуючих або розтягуючих поздовжніх сил, які сприймає залізобетонна плита.

Особливості двостадійної роботи сталезалізобетонних балок повинні бути враховані при перевірці дотичних напружень  $\tau$  у стінці сталеві частини поперечного перерізу балки, де  $M = M_x + M_y = 0$ .

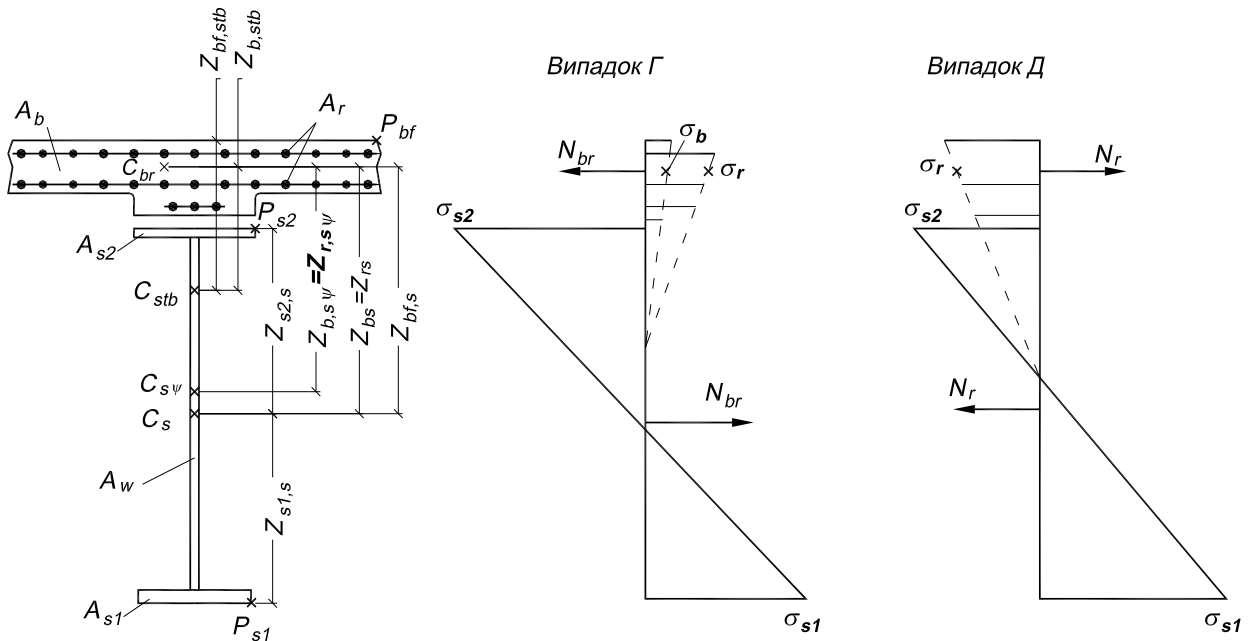


Рис. 5. Розрахункові випадки розподілу напружень у нормальному сталезалізобетонному перерізі при наявності від'ємного згинального моменту.

Від першої частини постійного навантаження дотичні напруження у металевій балці змінюється за законом

$$\tau_1 = \frac{Q_1 S_{i,s}}{J_s t}, \quad (3)$$

де  $Q_1$  – поперечна сила у розглядуваному перерізі, що розглядається від першої частини постійного навантаження (навантаження сприймає сталеві частина конструкції);  $S_{i,s}$  – статичний момент відсіченої частини перерізу відносно центра ваги, через який проходить нейтральна вісь 0-0 перерізу, при першій стадії роботи;  $J_s$  – момент інерції сталевий перерізу відносно осі 0-0;  $t$  – товщина стінки.

Вигляд епюри дотичних напружень  $\tau_1$  наведений на рис. 6. Найбільше значення  $\tau_1$  має на нейтральній осі 0-0 металевий балки.

При другій стадії роботи на об'єднаній перерізі діє поперечна сила від другої частини постійного навантаження та поперечна сила від тимчасового навантаження. Дотичні напруження у об'єднаному перерізі становитимуть

$$\tau_2 = \frac{Q_2 S_{i,spb}}{J_{spb} t}, \quad (4)$$

де  $Q_2$  – поперечна сила другої стадії роботи (навантаження сприймає сталезалізобетонна конструкція), що визначається для статично невизначених систем з урахуванням повзучості бетону і обтиснення поперечних швів, утворення поперечних тріщин у розтягнутих зонах залізобетонної плити, а також усадки бетону та зміни температури;  $S_{i,spb}$  – статичний момент відсіченої

частини перерізу відносно осі  $x-x$ , яка проходить через центр ваги перерізу, зведено до сталі;  $J_{stb}$  – момент інерції об'єднаного перерізу відносно осі  $x-x$ .

Найбільші напруження  $\tau_2$  досягають на осі  $x-x$ . Повні дотичні напруження у металевій балці отримують складанням епюр  $\tau_1$  і  $\tau_2$  (рис. 6). Місця і величина найбільшого дотичного визначають згідно цієї сумарної епюри.

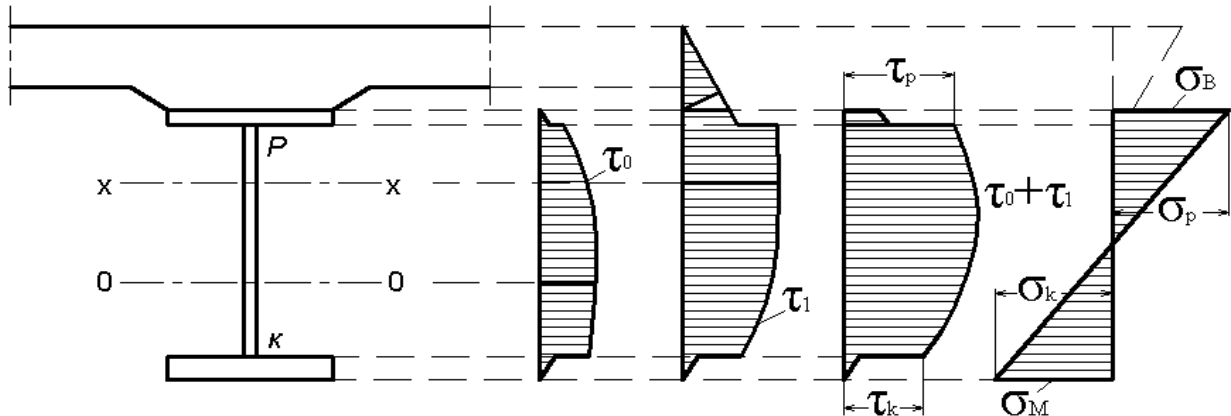


Рис. 6. Перевірка дотичних і головних напружень в об'єднаній балці

Міцність сталеві балки при дії дотичних напружень вважають достатньою, якщо задовольняється умова

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 = \frac{Q_1 S_{i,s}}{J_s t} + \frac{Q_2 S_{i,stb}}{J_{stb} t} \leq \chi_2 R_s m, \quad (5)$$

де  $\chi_2$  – коефіцієнт, який залежить від мінімальних і максимальних дотичних напружень у перерізі стінки [5];  $R_s$  – розрахунковий опір сталі;  $m$  – коефіцієнт умов роботи.

При відносно невеликій товщині ("тонкій плиті") на перших етапах навантаження сталезалізобетонний переріз працює цілком пружно (рис. 7, б). Зі збільшенням зусиль поступово зростають пластичні деформації. Якісні зміни у роботі перерізу настають з розвитком пластичних деформацій сталі нижнього пояса балки, коли повні, залишкові та інші загальні і місцеві деформації починають збільшуватися особливо інтенсивно. Після виникнення суттєвих пластичних деформацій у сталі та бетоні у плиті виникають видимі поздовжні тріщини. На заключному етапі роботи перерізу відбувається роздроблення стиснутого бетону та вичерпання несучої здатності конструкції (рис. 7, в).

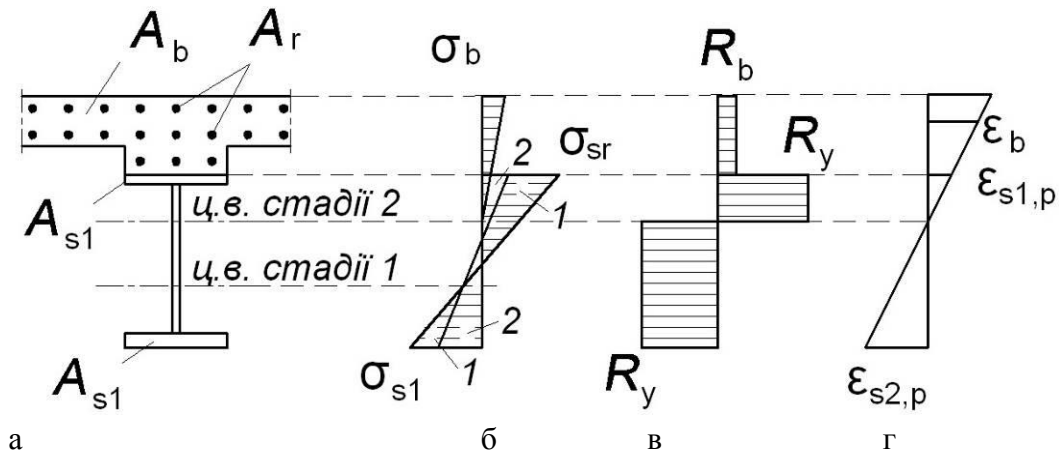


Рис. 7. Епюри напружень у перерізі сталезалізобетонної балки:  
 а – поперечний переріз; б – епюра напружень у пружній стадії роботи;  
 в – епюра напружень у пластичній стадії роботи; г – епюра деформацій

Для перерізів, які мають потужну (“товсту”) плиту та гнучку сталеву конструкцію, роздроблення стиснутого бетону і втрата несучої здатності відбувається, навпаки, раніше розвитку текучості сталі. Така форма руйнування нагадує втрату несучої здатності переармованих перерізів залізобетонних елементів.

У розрахунках перерізів сталеві частини балок сталезалізобетонних мостів доцільно використовувати залежності між напруженнями і деформаціями, які випливають із загальних рівнянь теорії пластичності. Практичний інтерес представляє випадок одночасної дії у перерізі нормальних  $\sigma_x$  і дотичних  $\tau_{zx}$  напружень. Приймаючи решту складових напружень такими, що дорівнюють нулю, а також коефіцієнт Пуассона  $\mu=0,5$  отримаємо

$$\sigma_x = E_{\varepsilon_x} \alpha; \quad (6)$$

$$\tau_{zx} = \frac{1}{3} E \gamma_{zx} \alpha; \quad (7)$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + E_{\varepsilon_{ip}} / \tau_i}; \quad (8)$$

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{zx}^2}; \quad (9)$$

$$\varepsilon_i = \sqrt{\varepsilon_x^2 + \frac{1}{3} \gamma_{zx}^2}. \quad (10)$$

Для діаграми Грантля зазначені залежності між напруженнями і деформаціями приймають вигляд

$$\sigma_x = \varepsilon_x \frac{\sigma_T}{\varepsilon_T + \varepsilon_P}; \quad (11)$$



$$\tau_{zx} = \gamma_{zx} \frac{\sigma_T}{3(\varepsilon_T + \varepsilon_p)}. \quad (12)$$

У формулах (6)...(12):

$\varepsilon_x$  і  $\gamma_{zx}$  – деформації розтягу (стиску) і зсуву в точці і, що розглядається  
 $\sigma_T$  і  $\varepsilon_T$  – напруження і деформації текучості;

$\varepsilon_p$  – значення пластичної відносної деформації у точці і;

$E$  – модуль пружності металу.

Розрахунок перерізів при одночасній дії нормальних і дотичних напружень є достатньо складною задачею [6]. Тому, у чинних нормах [5] для інженерних розрахунків прийнято суттєві спрощення і поділ їх на розрахунки за нормальними та дотичними напруженнями.

Критеріями граничного стану у чинних нормах [5] за міцністю для бетону плити, яка працює у складі об'єданого сталезалізобетонного елемента, є досягнення не граничного напруження (межі міцності бетону), а граничної (пружно-пластичної) деформації на рівні центру ваги перерізу бетону. Відповідно межова нерівність має вигляд

$$\varepsilon_B \leq \varepsilon_{B,lim} = 0,016. \quad (13)$$

Для сталевих поясів записують аналогічні нерівності, які обмежують відносні пластичні деформації сталі (рис. 7, Г)

$$\varepsilon_{s1,p} \leq \varepsilon_{sp,lim}; \quad (14)$$

$$\varepsilon_{s2,p} \leq \varepsilon_{sp,lim}. \quad (15)$$

Граничні нерівності (14) і (15) безпосередньо у розрахунках не використовують. Розрахунок за міцністю сталевих поясів виконують для спрощення та збереження існуючих традицій у формі перевіряння напружень, але з введенням до моментів опору або до розрахункових опорів поправочних коефіцієнтів, які зводять розрахунок до деформаційного критерію граничного стану.

**Висновки.** Робота сталеві головної балки сталезалізобетонного моста суттєво залежить від товщини плити. При невеликій товщині плити міцність перерізу вичерпується з виникненням значних пластичних деформацій у сталі та роздроблення бетону. Для перерізів, які мають потужну плиту, втрата несучої здатності плити у вигляді роздроблення бетону, навпаки, відбувається раніше розвитку текучості сталі.

Згідно з чинними нормами проектування мостових конструкцій за критеріями граничного стану за міцністю прийнята повна межова деформація бетону на рівні центру ваги перерізу залізобетонної плити.

При розрахунку конструкцій у процесі експлуатації необхідно врахувати наявні залишкові деформації бетону і арматури.

**Список використаних джерел**

1. Технические указания по проектированию сталежелезобетонных пролётных строений: ВСН 92-63. – М.: Оргтрасстрой, 1963 – 194 с.
2. Мости: конструкції та надійність / [Лучко Й.Й., Коваль П.М., Корнієв М.М., Лантух-Лященко А.І., Хархаліс М.Р.] / За ред. В.В.Панасюка і Й.Й.Лучка. – Львів: Каменяр, 2005. – 989 с.
3. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные мосты / Стрелецкий Н.Н. – М.: Транспорт, 1965. – 376 с.
4. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролётные строения мостов. 2-е изд., перераб. и доп. / Стрелецкий Н.Н. – М.: Транспорт, 1981. – 360 с.
5. Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14:2006. – К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с.
6. Потапкин А.А. Проектирование стальных мостов с учётом пластических деформаций / Потапкин А.А. – М.: Транспорт, 1984. – 200 с.

**Аннотация**

Рассмотрено расчет сталежелезобетонных балок мостов с учётом особенностей их работы. Предлагается при расчете сечений стальной части сталежелезобетонных балок использовать зависимости между напряжениями и деформациями, которые следуют из теории пластичности.

Ключевые слова: сталезализобетонна прогонова строение, мост, металлическая балка, железобетонная плита, напряжение, деформации, стадийная работа.

**Annotation**

The calculation of stalezhelezobetonnykh beams of bridges is Considered taking into account the features of their work. It is suggested at the calculation of sections of steel part of stalezhelezobetonnykh beams to use dependences between tensions and deformations which ensue from the theory of plasticity.

Key words: stalezalizobetonna progonova structure, bridge, metallic beam, zalizobetona flag, tension, deformations, phasic work.