



УДК 624.012.35/45

Замалиев Фарит Сахапович

кандидат технических наук, доцент

E-mail: zamaliev49@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1

Определение эффективной ширины полки балок монолитного сталежелезобетонного перекрытия

Аннотация

Постановка задачи. Цель исследования – определение расчетной ширины плиты самостоятельных балок таврового сечения и ребер монолитного составного сечения сталежелезобетонного перекрытия или плит. Поставлена задача на основе анализа технической отечественной и зарубежной литературы выявить состояние вопроса по назначению расчетной ширины плит как самостоятельно применяемых балок таврового сечения, так и балок, находящихся в составе монолитного сталежелезобетонного перекрытия. На основе анализа напряженно-деформированного состояния изгибаемого составного сечения разного типа перекрытий записать новые аналитические выражения и получить формулы для определения расчетной ширины полок таврового сечения.

Результаты. Основные результаты исследования состоят из анализа сегодняшнего подхода к определению расчетной ширины плиты, в выявлении напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента таврового составного сечения и выводе формулы расчетной ширины плиты таврового сталежелезобетонного сечения.

Выводы. Значимость полученных результатов для строительной отрасли состоит в выявлении напряженно-деформированного состояния изгибаемого сталежелезобетонного элемента. Результаты исследований, аналитические выражения оценки прочности таврового сечения сталежелезобетонных перекрытий могут быть использованы при возведении ребристых плит и балок новых зданий в сталежелезобетонном, деревобетонном, сборно-монолитном железобетонном вариантах и при восстановлении перекрытий зданий, отслуживших свой нормативный срок эксплуатации.

Ключевые слова: сталежелезобетонные конструкции, тавровое сечение, ширина полки, аналитические зависимости.

Введение

В первых перекрытиях зданий и сооружений, в странах, где преобладала древесина, в качестве несущих элементов перекрытий в направлении главного пролета использовали деревянные балки, а между ними различные настилы или мелкогабаритные плиты, где каждый элемент работал самостоятельно, опираясь друг на друга.

С появлением бетона и железобетона перекрытия начали делать из монолитных и сборных железобетонных плит, затем, в целях экономии бетона, начали применять ребристые перекрытия. Во второй половине XX столетия при реконструкции исторических зданий деревянные перекрытия, отслужившие свой нормативный срок, начали заменять на составные перекрытия с монолитной железобетонной плитой по стальным балкам. При обеспечении совместной работы плиты со стальной балкой образовывалось сталежелезобетонное перекрытие.

В ребристых железобетонных перекрытиях и в сталежелезобетонных ребристых плитах составного сечения главным несущим элементом являются условные балки таврового сечения в направлении ребер-балок. При проектировании ребристых перекрытий рассматривают, в первую очередь, напряженное состояние этого изгибаемого элемента.

Состояние вопроса и обзор литературы

В сталежелезобетонных перекрытиях и в ребристых железобетонных конструкциях для определения расчетной ширины плиты « b_p » в нормах по железобетонным и сталежелезобетонным конструкциям предлагают разные эмпирические выражения, где

« b_f » зависит от геометрических параметров изгибаемого элемента (пролета, шага балок, толщины плиты и т.д.).

В нормах по железобетонным конструкциям (СП 63.13390.2012): а) ограничивают расчетную ширину $b_f \leq 1/6$ пролета; б) при $h_f \geq 0,1h$ « b_f » равен расстоянию в свету между продольными ребрами; в) при $h_f \geq 0,1h$ « b_f » равен $6 h_s$; г) при $0,05h \leq h_f \leq 0,1h$ « b_f » равен $3 h_s$.

В нормах по сталежелезобетонным конструкциям (СП 266.1325800.2016):

а) « b_f » ограничивают $1/12$ пролета;

б) « b_f » ограничивают $2(a+h_s)$, где $a - 0,5$ ширины полки стального двутавра.

В техническом кодексе (EN1994-1-1-2009) предлагают определять « b_{eff} » в зависимости от расстояния между анкерами и эффективного свеса полки, который в свою очередь может быть равным $L/8$, но не более $0,5$ шага балок. Эффективная ширина полок зависит и от податливости бетонных полок, обусловленных деформациями сдвига, которые зависят от типа и особенностей работы анкеров, исследованиям, которых посвящена работы [1-15]. В п.5.4.12 Еврокода (EN 1994-1-1-2009) отмечено: «Следует учитывать податливость посредством точного расчета или, используя эффективную ширину пояса (плиты)», что диктует необходимость правильного назначения « b_f ».

Однако в Еврокоде для определения эффективной ширины приведены эмпирические выражения, зависящие только от геометрических параметров сечения. Поэтому считаем, что исследования по поиску эффективной ширины необходимо вести в зависимости от действующего внешнего изгибающего момента и внутреннего напряженного состояния изгибаемого элемента и записать выражения для определения « b_f » сталежелезобетонного ребристого перекрытия.

Теоретические исследования

Рассмотрим наиболее распространенные типы сталежелезобетонных перекрытий в малоэтажных и многоэтажных зданиях: бетонные (железобетонные) монолитные плиты с использованием профнастила как несъемной опалубки по стальным ребрам-балкам, монолитные плиты, возводимые с использованием съемной опалубки и опертые с определенным шагом на стальные балки и перекрытия с монолитной плитой, опертой на сталебетонные ребра-балки.

На основании гипотезы плоских сечений, диаграмм зависимостей «напряжение-деформация» и принимая условие совместности деформации бетона и стали на уровне контактной поверхности, по напряжениям в бетоне « σ_b » и напряжениям в стали « σ_s » определяем внутренние усилия в сечении. Запишем выражение для определения положения нейтральной оси в изгибаемом сталежелезобетонном элементе со стальным профнастилом (рис. 1) по аналогии с ранее записанными выражениями (Замалиев Ф.С. К расчету сопряжения плиты с балкой в сталежелезобетонных конструкциях // Известия КазГАСУ. 2016. № 3 (45). С. 222-228).

$$N_x = N_{bn} + N_{bp} + N'_a + N'_{s1} - N_{s2} = 0, \quad (1)$$

или

$$N_x = \int_{h_n}^{h_f} \sigma_b [\varepsilon_b(x)] b_f dx + \int_0^{h_n} \sigma_b [\varepsilon_b(x)] b_f dx + \sigma_a (\varepsilon_a) A_a + \sigma_{s1} (\varepsilon'_s) A_{s1} - \sigma_{s2} (\varepsilon_s) A_{s2}, \quad (1a)$$

где $\sigma_b(\varepsilon_b)$, $\sigma_s(\varepsilon_s)$ – зависимости «напряжение-деформация» бетона и стали;

ε_b , ε_s – относительные деформации бетона и стали по высоте сечения;

b_f – ширина сечения бетонной полки;

A_a , A_{s1} , A_{s2} – площади сечения арматуры, верхней и нижней частей стального профиля.

Из равенства внешних и внутренних моментов запишем уравнение изгибающих моментов в следующем виде:

$$M_z = N_{bn} Z_1 + N_{bp} Z_2 + N'_a Z_3 + N'_{s1} Z_4 + N'_{s2} Z_5, \quad (2)$$

где, $Z_1, Z_2 \dots Z_5$ – плечо соответствующего внутреннего усилия (рис. 1).

В зданиях и сооружениях при большом шаге колонн одного направления или большом расстоянии между несущими стенами может быть устроена балочная клетка по классической схеме с укладкой стального профнастила по балкам настила, тогда гофры профнастила будут ориентированы вдоль главных балок (рис. 2). Уравнение равновесия для сечения, состоящего из главной балки, профнастила и бетона запишется в следующем виде:

$$N_x = N_{bn} + N_{bp} + N_{СПН} N'_a + N'_{s1} - N_{s2}, \quad (3)$$

$$N_x = \int_{h_n}^{h_f} \sigma_{bn} [\varepsilon_b(x)] b_f dx + \int_0^{h_n} \sigma_{bp} [\varepsilon_b(x)] b_f dx + \sigma_a (\varepsilon_a) A_a + \sigma_{a_1} (\varepsilon_{a_1}') A_{s_1} + \sigma_{СПН} (\varepsilon_s) A_{СПН} + \sigma_{s_1} (\varepsilon_{s_1}') A_{s_1} - \sigma_{s_2} (\varepsilon_{s_2}') A_{s_2} \tag{3a}$$

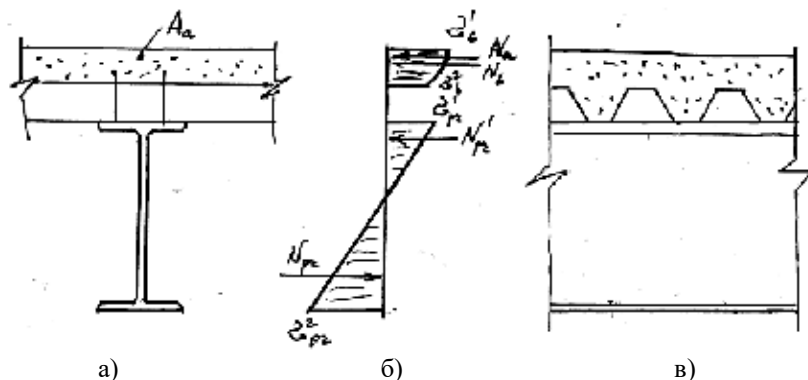


Рис. 1. Расчетное сечение и схема усилий сталежелезобетонного сечения со стальным профнастилом: а) поперечное сечение; б) эпюра напряжений и схема внутренних усилий; в) фрагмент элемента вдоль балки (иллюстрация автора)

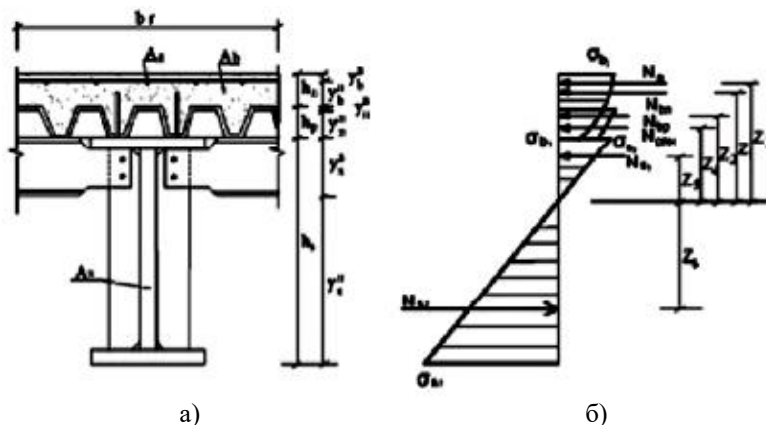


Рис. 2. Расчетная схема бетонного сечения с профнастилом и стальной балкой: а) сечение главной балки с сопряженной балкой настила; б) эпюра напряжений и внутренние усилия (иллюстрация автора)

Из этого уравнения находим положение границы сжатой зоны «X». Моментное состояние для данного изгибаемого элемента запишется в следующем виде:

$$M_z = N_{bn} Z_1 + N_{br} Z_2 + N'_{СПН} Z_3 + N'_a Z_4 + N'_{ap2} Z_5 + N_{pr} Z_6, \tag{4}$$

где N_i – внутренние усилия от напряжений соответствующего слоя составного сечения; $Z_{i(1-6)}$ – плечо соответствующего внутреннего усилия.

При повышенных требованиях огнестойкости к перекрытиям восстанавливаемых зданий, выполняют обетонирование стальных ребер перекрытия (рис. 3-4). Такие же уравнения будем иметь для таврового сечения сталежелезобетонного перекрытия состоящего из железобетонной плиты и обетонированного стального двутавра.

Для сталежелезобетонного сечения с обетонированными ребрами уравнения равновесия приобретают вид:

$$N_x = \int_0^h \sigma_b (\varepsilon_b) b_f dx + \sigma_a (\varepsilon_a) A'_a + \sigma_{a_1} (\varepsilon_{a_1}') A'_a + \int_0^{h_f} \sigma_{bp} (\varepsilon_b) b(x - h_f) + \sigma_{ap} (\varepsilon_a) A'_{ap} + \sigma_{s_1} (\varepsilon_{s_1}') A_{s_1} - \sigma_{s_2} A_{s_2} - \sigma_{ap} (\varepsilon_a) A_{ap} \tag{5}$$

$$M = N_b Z_1 + N'_a Z_4 + N_a Z_5 + N'_{bp} Z_3 + N'_{ap} Z_8 + N'_{S_1} Z_6 + N_{S_2} Z_2 + N_{ap} Z_7. \tag{6}$$

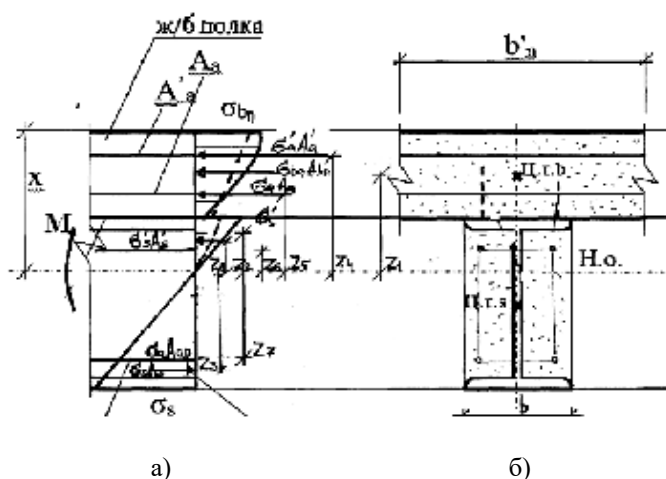


Рис. 3. Расчетная модель сталежелезобетонного сечения с обетонированными ребрами:
 а) эпюра напряжений и схема усилий; б) поперечное сечение составного элемента
 (иллюстрация автора)

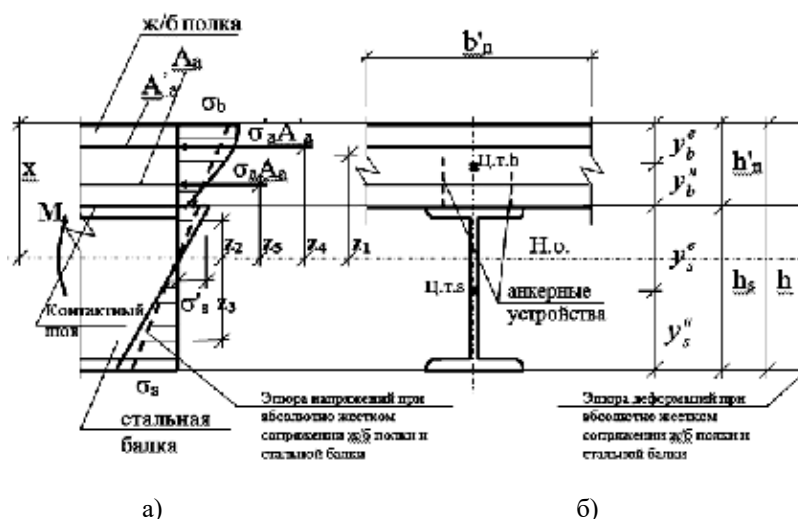


Рис. 4. Расчетная схема сталежелезобетонного сечения со стальными ребрами:
 а) эпюра начальных напряжений и схема усилий;
 б) поперечное сечение составного расчетного элемента (иллюстрация автора)

Для сечения, состоящего из железобетонной плиты и стальных ребер-балок, запишем аналогичные уравнения равновесия:

$$N_x = N_{bn} + N'_a + N_a + N'_{pr} - N_{pr} \tag{7}$$

или

$$N_x = \int_0^{h_n} \sigma_b(\epsilon_b) b_f dx + \sigma'_a(\epsilon_a) A'_a + \sigma_{a_1}(\epsilon_a) A_a + \sigma'_{pr}(\epsilon_s) A'_{pr} - \sigma_{pr}(\epsilon_a) A_{pr} \tag{7a}$$

$$M_z = N_{bn} Z_1 + N_{pr} Z_2 + N'_a Z_4 + N_a Z_5 + N_{pr} Z_3. \tag{8}$$

Принимая треугольные эпюры напряжений, моментное состояние изгибаемого элемента можно записать в нижеследующем виде, здесь для простоты и наглядности в начальной формуле сечения арматуры в бетонной плите приняты равными нулю.

$$M \leq 0,5(\sigma'_b + \sigma_b) b_f h_f \left[x - \frac{h_f}{3} \left(\frac{\sigma'_b + \sigma_b}{\sigma'_b + \sigma_b} \right) \right] + \frac{2}{3} \sigma'_s (x - h_f)^2 + \frac{2}{3} \sigma_s [(h_s + h_f) - x]^2. \tag{9}$$

Рассматривая предельное состояние изгибаемого элемента, и допуская развитие пластических деформаций в изгибаемом сталежелезобетонном элементе, как в железобетонных изгибаемых элементах с жесткой арматурой, будем иметь расчетную модель с прямоугольной эпюрой напряжений.

Уравнение для определения положения границы сжатой зоны:

$$R_b b_f h_f + R_{pr} A'_{pr} - R_{pr} A_{pr} - 2R_{pr} t_{\omega} (0,5h_s - x + h_f) = 0. \quad (10)$$

Уравнение моментного состояния с использованием « W_{pr} » собственной жесткости двутавра:

$$M \leq R_b b_f h_f (x - 0,5h_s) + R_{pr} [W_{pr} + (0,5h_s + h_f - x)^2 t_{\omega}]. \quad (11)$$

Учитывая, что дополнительный момент сопротивления от участка стенки двутавра сравнительно мал, из-за малости толщины стенки « t_{ω} » и расстояния от центра тяжести двутавра до нижней отметки сечения, пренебрегаем его влиянием на общее моментное состояние изгибаемого элемента. Подставляя « x » из (10) в (11) и производя преобразования, получим для искомой ширины « b_f » квадратное уравнение. Находя корень квадратного уравнения, и учитывая, что физически ширина полки « b_f » может быть только с положительным знаком, будем иметь:

$$b_f = \frac{0,5R_b h_f (h_f + h_s) \pm \sqrt{0,25R_b^2 h_f^2 (h_f + h_s)^2 - 4R_b^2 h_f^2 / 2R_{pr} h_{\omega} (M - R_{pr} W_{pr})}}{R_b^2 h_f^2 / 2R_{pr} t_{\omega}}, \quad (12)$$

где R_b , R_{pr} – предельные значения напряжений, приравненные расчетному сопротивлению бетона и стального профиля;

h_f , h_s , t_{ω} – геометрические параметры составного сечения;

M – внешний момент от действующих нагрузок.

Сокращая и упрощая повторяющиеся члены:

$$b_f = \frac{R_{pr} t_{\omega}}{R_b h_f} (h_f + h_s) \pm \frac{2R_{pr} t_{\omega}}{R_b^2 h_f^2} \sqrt{0,25R_b^2 h_f^2 (h_f + h_s)^2 - 4 \frac{R_b^2 h_f^2}{2R_{pr} h_{\omega}} (M - R_{pr} W_{pr})}. \quad (12a)$$

При учете в работе сталежелезобетонного сечения арматурных сеток в верхней и нижней зонах бетонной плиты эффективную ширину « b_f » будем иметь в виде более длинного выражения:

$$b_f = \frac{0,5R_b h_f (h_f + h_s) + \frac{R_b h_f R_a}{2R_{pr} t_{\omega}} (A'_a + A_a) \pm \sqrt{[0,5R_b h_f (h_f + h_s) - \frac{R_b h_f R_a}{2R_{pr} t_{\omega}} (A'_a + A_a)]^2 - 2 \frac{R_b^2 h_f^2}{R_{pr} t_{\omega}} \left[M - R_{pr} W_{pr} + \frac{R_a (A'_a + A'_a)}{2R_{pr} t_{\omega}} - R_a A'_a a' + R_a A'_a (0,5h_s + h_f) - R_a A'_a \frac{R_a (A'_a + A_a)}{2R_{pr} t_{\omega}} \right]}}{R_b^2 h_f^2 / 2R_{pr} t_{\omega}} + \frac{R_a A'_a (a - h_f) + R_a A'_a (0,5h_s + h_f) - R_a^2 \frac{A'_a (A'_a + A_a)}{2R_{pr} t_{\omega}}}{2R_{pr} t_{\omega}}. \quad (13)$$

Запишем аналогичные уравнения для определения « x » и моментного состояния изгибаемого элемента для расчетного сечения перекрытия с профнастилом, с гофрами ориентированными вдоль балки (рис. 2). Исходя из незначительного влияния гибкой арматуры в бетонной плите на общую несущую способность элемента, внутренние силы от гибкой арматуры не учитываем:

$$R_b b_f (h_f + h_b) + R_{СПН} \frac{A_{СПН}}{b_{СПН}} b_f - 2R_{pr} t_{\omega} (0,5h_s - x + h_f) = 0, \quad (14)$$

где приведенная высота бетона в гофрах $h_b = (b'_p + b''_p) / 2b_l$; h_p , b'_p , b''_p , b_l – геометрические размеры в сечении и шаг гофров СПН;

$A_{СПН}$, $b_{СПН}$ – площадь и ширина стального профнастила завода-изготовителя:

$$M \leq R_b b_f h_f (x - 0,5h_s) + R_b b_f h_b (x - h_f + 0,5h_b) + R_{СПН} \frac{A_{СПН}}{b_{СПН}} b_f (x - h_f - 0,5h_p) + R_{pr} W_{pr}. \quad (15)$$

Находя значение « x » из уравнения (14) и подставляя в уравнение (15) получено квадратное уравнение для « b_p » и решая его находим « b_p » для данного сечения изгибаемого элемента перекрытия:

$$b_f = \frac{-R_b h_f [0,5h_s + h_f] + 0,5R_b h_b (h_b + h_s) + R_{спн} \frac{A_{спн}}{b_{спн}} (h_f + 0,5h_p) \pm \sqrt{R_b^2 h_f^2 \{ [0,5h_s + h_f] + [R_b^2 (h_f + h_b)(h_f + h_b) + R_b (h_f + h_b) R_{спн} \frac{A_{спн}}{b_{спн}} - 0,5R_{спн}^2 (\frac{A_{спн}}{b_{спн}})^2] / R_{pr} t_\omega}}{+0,5h_f + 0,5R_b h_b (h_b + h_s) + R_{спн} \frac{A_{спн}}{b_{спн}} (h_f + 0,5h_p)} \pm \sqrt{R_b^2 (h_f + h_b)(h_f + h_b) + R_b (h_f + h_b) \cdot R_{спн} \frac{A_{спн}}{b_{спн}}} \quad (16)$$

$$\cdot R_{спн} \frac{A_{спн}}{b_{спн}} \} [R_{спн} \frac{A_{спн}}{b_{спн}} (0,5h_s + h_f) - \frac{R_b (h_f + h_b)}{2R_{pr} t_\omega}] + R_{pr} W_{pr} - M \}$$

Для сечения, когда профнастил ориентирован поперек стальных ребер (рис. 1), и, пренебрегая влиянием бетона в гофрах стального профнастила на работу бетонной полки, эффективную ширину полки сжатого элемента в сталежелезобетонном сечении можно определить по формуле (12) или (12а), с единственным отличием, что, в этом случае « h_f » принимается равным только толщине бетонной плиты сверху стального профнастила.

Заключение

1. Анализ нормативных документов, на базе которых проектируются сталежелезобетонные перекрытия, показал, что в основном для определения эффективной ширины полки сталежелезобетонной балки, изолированной или находящейся в составе перекрытия, используются эмпирические зависимости.

2. Для определения расчетной ширины полки использованы уравнения равновесия внутренних сил и моментного состояния изгибаемого элемента. Такой изгибаемый элемент может применяться как изолированно, так и в составе перекрытия.

3. Рассмотрены наиболее распространенные типы перекрытий в малоэтажных и многоэтажных зданиях: монолитное ребристое перекрытие со стальным профнастилом, бетонное (железобетонное) перекрытие по стальным и сталебетонным балкам.

4. Полученные выражения проверены путем численным расчетов для конкретных геометрических, прочностных параметров, использованных материалов реального перекрытия. Например, для сталежелезобетонного перекрытия с бетонной плитой и стальными балками (рис. 4) шагом 3 м, пролетом 6 м, при нагрузке 800 кг/м² получена расчетная ширина « b_p »=136 см, а при учете арматуры в составе бетонной плиты, эффективная ширина увеличивается до 168 см.

Список библиографических ссылок

1. Construction metallique. Revue : Paris, France, № 1-4, 1985, № 4, 1991.
2. Stephen J. Hicks, Andrew L. Smith Stud shear connectors in composite beams that support slabs with profiled steel sheeting // Structural Engineering International. 2014. № 2. P. 246–253.
3. American institute of steel construction. ANSI/AISC 360-10. Specification for Structural steel Buildings, American Institute of Steel Construction: Chicago, 2010.
4. Shen M. H. and Chung K. F. Structural behavior of stud shear connections with solid and composite slabs under co-existing shear and tension forces.
5. Lawson R. M., Lim J. B. P., Popo-Ola S. O. Pull-out forces in shear connectors in composite beams with large web openings // Journal of Constructional Steel Research. 2013. № 87. P. 48–59.
6. Mirza O., Uy B. Effects of the combination of axial and shear loading on the behaviour of headed stud steel anchors // Engineering Structures. 2010. № 32 (1). P. 93–105.
7. Qureshi J. Finite element modeling of steel-concrete composite structures, 2010.
8. Qureshi J. Finite element modeling of steel-concrete composite structures, 2013.

9. Tahmasebinia F., Ranzi G., Zona A. Probabilistic three-dimensional finite element study on composite beams with steel trapezoidal decking // Journal of Constructional Steel Research. 2013. № 80. P. 394–411.
10. Johnson R. P. Calibration of resistance of shear connectors in troughs of profiled sheeting. Proc. Instn. Civ. Eng., Struct. Blag., 2008. P. 117–126.
11. Johnson R. P. Designers' Guide to Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, 2nd edn, Thomas Telford : London, 2012. 257 p.
12. Smith A. L., Couchman G. H. Strength and ductility of headed stud connectors in profiled steel sheeting // J. Construct. Steel Res. 2010. № 66. P. 748–754.
13. Ernst S., Bridge R. Q., Wheeler A. Correlation of beam tests with pushout tests in steel-concrete composite beams // J. Struct. Eng. 2010. № 136 (2). P. 183–192.
14. Roger P. Janson Designers' guide to eurocode 4: design of composite steel and concrete structures EN 1994-1-1. 2011. 412 p.
15. Kayumov R. A., Muhamedova I. Z., Suleymanov A. M., Tazyukov B. F. Development of film- and fabric- composite materials durability assessing methodology under time-dependent influences of temperature and solar radiation // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2016. V. 158. P. 010250.

Zamaliy Farit Sakhapovich

candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: zamaliy49@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

Determination of the monolithic steel-reinforced concrete floors effective beam width

Abstract

Problem statement. The purpose of the study is to determine the design width of the slab of independent «T»-section beams and ribs of a monolithic composite section of steel-reinforced concrete floor or slabs. Based on the analysis of technical domestic and foreign literature, the task is set to identify the state of the issue on the design width of the slab as independently used beams of «T»-section, and beams that are part of a monolithic reinforced concrete floor. Based on the analysis of the stress-strain state of a bent composite section of various types of floors, write new analytical expressions and obtain formulas for determining the estimated width of the shelves of the «T»-section.

Results. The main research results consist of an analysis of the current approach to determining the design width of a slab, identifying the stress-strain state of a bent element of a «T»-shaped composite section and deriving a formula for the estimated width of a slab of a steel-reinforced concrete section.

Conclusions. The significance of the results for the construction industry lies in the identification of the stress-strain state of a bent steel-reinforced concrete element. The research results, analytical expressions for assessing the strength of the «T»-section of steel-reinforced concrete floors can be used in the construction of ribbed plates and beams of new buildings in steel-reinforced concrete, wood-concrete, precast-monolithic reinforced concrete versions and in the restoration of ceilings of buildings that have served their standard life.

Keywords: steel-reinforced concrete structures, «T»-section, shelf width, analytical dependencies.

References

1. Construction metallique. Revue : Paris, Franse, № 1-4, 1985, № 4, 1991.
2. Stephen J. Hicks, Andrew L. Smith Stud shear connectors in composite beams that support slabs with profiled steel sheeting // Structural Engineering International. 2014. № 2. P. 246–253.

3. American institute of steel construction. ANSI/AISC 360-10. Specification for Structural steel Buildings, American Institute of Steel Construction: Chicago, 2010.
4. Shen M. H. and Chung K. F. Structural behavior of stud shear connections with solid and composite slabs under co-existing shear and tension forces.
5. Lawson R. M., Lim J. B. P., Popo-Ola S. O. Pull-out forces in shear connectors in composite beams with large web openings // *Journal of Constructional Steel Research*. 2013. № 87. P. 48–59.
6. Mirza O., Uy B. Effects of the combination of axial and shear loading on the behaviour of headed stud steel anchors // *Engineering Structures*. 2010. № 32 (1). P. 93–105.
7. Qureshi J. Finite element modeling of steel-concrete composite structures, 2010.
8. Qureshi J. Finite element modeling of steel-concrete composite structures, 2013.
9. Tahmasebinia F., Ranzi G., Zona A. Probabilistic three-dimensional finite element study on composite beams with steel trapezoidal decking // *Journal of Constructional Steel Research*. 2013. № 80. P. 394–411.
10. Johnson R. P. Calibration of resistance of shear connectors in troughs of profiled sheeting. *Proc. Instn. Civ. Eng., Struct. Blag.*, 2008. P. 117–126.
11. Johnson R. P. *Designers' Guide to Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures*, 2nd edn, Thomas Telford : London, 2012. 257 p.
12. Smith A. L., Couchman G. H. Strength and ductility of headed stud connectors in profiled steel sheeting // *J. Construct. Steel Res.* 2010. 66. P. 748–754.
13. Ernst S., Bridge R. Q., Wheeler A. Correlation of beam tests with pushout tests in steel-concrete composite beams // *J. Struct. Eng.* 2010. 136(2). P. 183–192.
14. Roger P. *Designers' guide to eurocode 4: design of composite steel and concrete structures EN 1994-1-1*. 2011. 412 p.
15. Kayumov R. A., Muhamedova I. Z., Suleymanov A. M., Tazyukov B. F. Development of film- and fabric- composite materials durability assessing methodology under time-dependent influences of temperature and solar radiation // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2016. V. 158. P. 010250.