

УДК 624.012:536.4

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТИ СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛОК ПРИ ТЕРМОСИЛОВОМ ВОЗДЕЙСТВИИ С УЧЕТОМ ГРАНИЧНЫХ УСЛОВИЙ

*к.т.н., доцент Веревичева М.А., к.т.н., доцент Ватуля Г.Л.,
Игнатенко А.В.*

*Украинская государственная академия железнодорожного транспорта,
г. Харьков*

Постановка проблемы. Широкое внедрение конструкций с внешним армированием в практику строительства сдерживается отсутствием в существующих нормах проектирования методик расчета их прочности и несущей способности при силовых и температурных воздействиях. В работе рассматриваются сталебетонные балки с внешним листовым армированием, в которых объединение бетонного слоя и листового армирования выполнено при помощи петлевых анкеров.

Анализ основных исследований и публикаций В работах [1,2] приведен алгоритм оценки прочности сталебетонной плиты с размером сечения $1 \times h$ при температурном воздействии (рис. 1). Считается, что пожар расположен под плитой, при этом, причина и сценарий развития пожара не рассматриваются. Критерием прочности считаются достижение предела прочности в сжатой зоне или предела текучести в стальном листе.

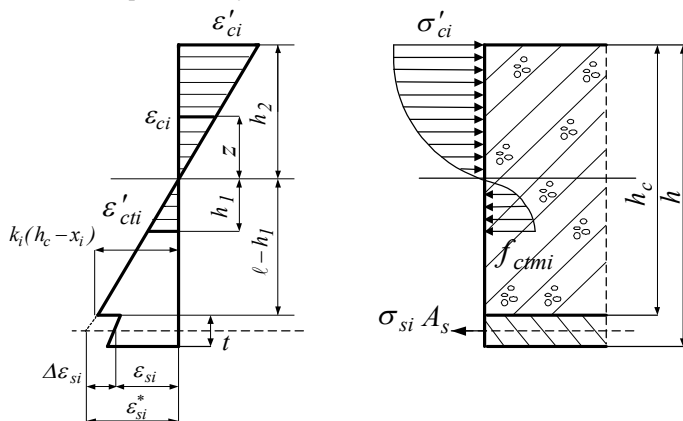


Рис. 1. Деформации в сечении сталебетонного элемента

Формулирование целей статьи. Целью исследования является разработка методики оценки прочности балки с внешним листовым армированием при силовом и температурном воздействии с учетом различных условий опирания конструкции.

Основной материал исследований. При одноосной деформации (рис. 2) уравнение равновесия такой плиты имеет вид

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(D_1 \frac{d^2 w}{dx^2} - M_T \right) = q, \quad (1)$$

где температурный момент M_T и жесткость D_1 получены в предположении, что $b = 1$ м. Чтобы учесть реальные размеры, нужно нагрузку q заменить на $q_0 = q/b$.

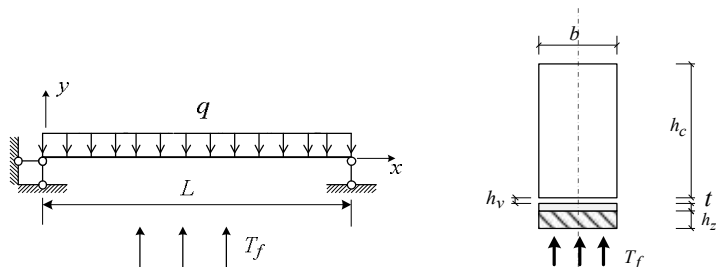


Рис. 2. Одноосная деформация равномерно нагруженной сталебетонной плиты при одностороннем нагреве

Функция прогибов с учетом условий шарнирного закрепления имеет вид

$$w(x) = -\frac{q_0}{24D_1} x(L-x) \left(L^2 + Lx - x^2 \right) - \frac{M_T}{2D_1} x(L-x). \quad (2)$$

Наибольшая кривизна изгиба (наибольший изгибающий момент) достигается на середине плиты при $x = L/2$:

$$k_* = \max w''(x) = w''(L/2) = \frac{q_0 L^2}{8D_1} + \frac{M_T}{D_1}. \quad (3)$$

Отметим, что коэффициент жесткости D_1 и температурный момент M_T пока не определены, так как неизвестно положение нейтральной поверхности (расстояние h_1).

Учитывая, что в отсутствие трещин $h_2 = h_c - h_1$, $\ell = 0$, получаем следующее уравнение относительно неизвестного расстояния h_1 :

$$\int_{-h_1}^{h_c-h_1} \frac{E_c}{1-\nu_c^2} y dy + \int_{-(h_1+t)}^{-h_1} \frac{E_s}{1-\nu_s^2} y dy = 0.$$

Согласно [1], получим выражение для h_1

$$h_1 = \left[\varepsilon \int_0^{h_0} \beta_c(T) y dy - \beta_s(T_f) \frac{t^2}{2} \right] / \left[\varepsilon \beta_c(T_{\text{хот}}) h_c + \beta_s(T_f) h_s \right], \quad (4)$$

где $\varepsilon \approx 0,05$, коэффициенты $\beta_c(T)$ и $\beta_s(T)$ задают зависимость модулей упругости бетона и стали от температуры.

Соответствующие условия прочности имеют вид для сжатой зоны

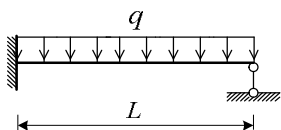
$$\frac{E_c(20^\circ\text{C})}{1-\nu_c^2} \cdot \frac{q_0 L^2 + 8M_T}{8D_1} \beta_c(T) |h_2| < f_{cm}(20^\circ\text{C}) \gamma_c(T), \quad (5)$$

$$\frac{E_s(20^\circ\text{C})}{1-\nu_s^2} \cdot \frac{q_0 L^2 + 8M_T}{8D_1} \beta_s(T_f) h_1 < \sigma_T(20^\circ\text{C}) \gamma_s(T), \quad (6)$$

где коэффициенты $\gamma_c(T)$ и $\gamma_s(T)$ задают зависимость расчетного напряжения бетона на сжатие f_{cm} и предела текучести стали от температуры.

Запишем условия прочности для балок с другими условиями закрепления (рис. 3).

а)



б)

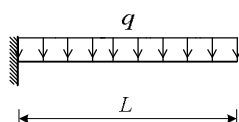


Рис. 3. Балки с различными условиями закрепления: а) – балка с защемлением и шарнирной опорой; б) – консольная балка

В балке с защемлением и шарнирной опорой (рис. 3а) максимальный момент (максимальная кривизна) возникает при $x=0$, но по величине он такой же, как для балки с двумя шарнирными опорами, поэтому условия прочности совпадают с (5) и (6). Прогиб в произвольном сечении

$$w(x) = \left(-\frac{q_0 L^2}{8} + M_T \right) \frac{x^2}{2D_1} + \frac{5}{8D_1} q_0 L \frac{x^3}{6} - q_0 \frac{x^4}{24D_1}, \quad (7)$$

максимальный прогиб происходит при $x=0,578L$.

Для консольной балки (рис. 3б) максимальный прогиб происходит при $x=L$

$$w(x) = \left(-\frac{q_0 L^2}{2} + M_T \right) \frac{x^2}{2D_1} + \frac{q_0 L}{D_1} \frac{x^3}{6} - q_0 \frac{x^4}{24D_1}, \quad (8)$$

а максимальная кривизна при $x=0$ равна

$$\max w''(x) = -\frac{q_0 L^2}{2D_1} + \frac{M_T}{D_1}. \quad (9)$$

Условия прочности в этом случае имеют вид:

$$\frac{E_c(20^\circ\text{C})}{1-\nu_c^2} \cdot \frac{q_0 L^2 + 2M_T}{2D_1} \beta_c(T) |h_2| < f_{cm}(20^\circ\text{C}) \gamma_c(T), \quad (10)$$

$$\frac{E_s(20^\circ\text{C})}{1-\nu_s^2} \cdot \frac{q_0 L^2 + 2M_T}{2D_1} \beta_s(T_f) h_1 < \sigma_T(20^\circ\text{C}) \gamma_s(T). \quad (11)$$

Для численного исследования была принята сталебетонная балка, конструкция которой показана на рис. 4. Для обеспечения требуемых пределов огнестойкости балок [3] рассматривается огнезащита из минеральной ваты ROCKWOOL в виде плит «Conlit 150 SL» толщиной 25 мм. Теплофизические характеристики огнезащитного покрытия принимались в соответствии с [4].

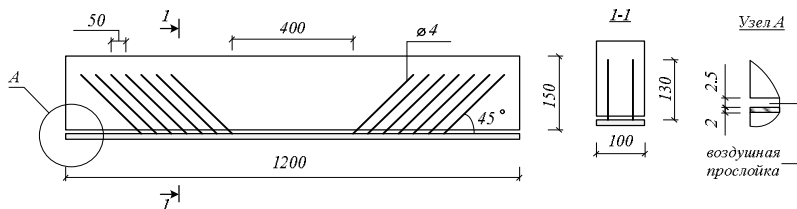


Рис. 4. Конструкция балки с внешним листовым армированием

При численной реализации приняты стандартные условия пожара. Результаты расчетов показали, что для балки с двумя шарнирными опорами несущая способность балки в отсутствие нагрева составляет $q_{\max} = 43 \text{ кПа}$; $0.3q_{\max} = 12.9 \text{ кПа}$. В соответствии с формулами (5) и (6) в течение 2 часов пожара сохраняется остаточная прочность 7% от γf_{cm} . Напряжения в стальном листе в 2-2.5 раза меньше предела текучести. Зависимость максимального прогиба от времени приведена на рис. 5.

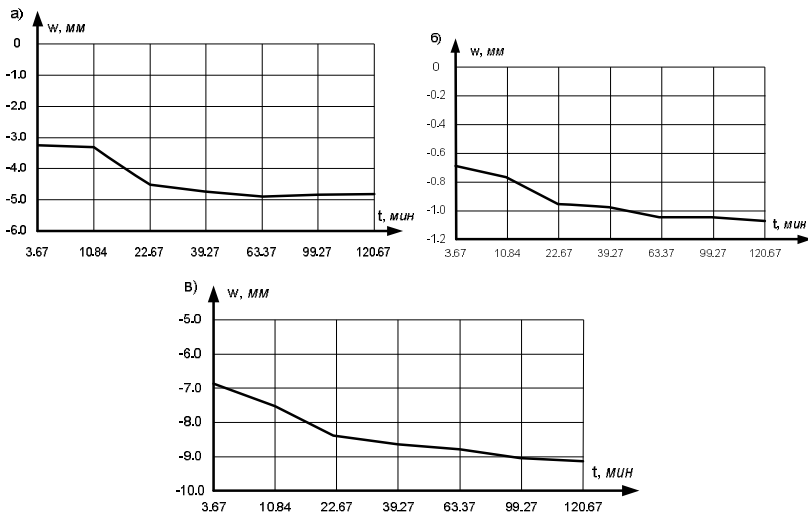


Рис. 5. Графики зависимости прогиба от времени:
 а) – балка с шарнирными опорами, б) – балка с защемлением и шарнирной опорой, в) – консольная балка

Оценка адекватности полученных результатов выполнялась путем сопоставления данных прочностного расчета с экспериментальными данными по разрушению сталебетонных балок при действии только механической нагрузки [5] и данными, полученными в результате конечно-элементного моделирования в программном комплексе ANSYS [6].

Для балки с защемлением и шарнирной опорой максимальный изгибающий момент возникает в защемлении и по величине равен M_{\max} в балке с двумя шарнирными опорами. Поэтому расчет огнестойкости (прочностной расчет по первой группе предельных состояний) такой же, как в предыдущем случае. Разрушение конструкции в течение 2 часов пожара не наступает, сохраняется остаточная прочность 7% от γf_{cm} . График зависимости максимального прогиба от времени приведен на рис. 5б.

В результате расчета консольной балки в отсутствие нагрева, определено значение несущей способности, которое составило $q_{\max} = 12.3 \text{ кПа}$; $0.3q_{\max} = 3.69 \text{ кПа}$. В течение 2 часов пожара сохраняется остаточная прочность 2.3% от γf_{cm} . График зависимости максимального прогиба от времени приведен на рис. 5в.

Выводы. На основании проведенной верификации можно сделать вывод о возможности использования предложенной методики для оценки прочности сталебетонных балок при термосиловом воздействии с учетом различных условий опирания. Показано, что использование огнезащитной облицовки из плит «Rockwool» серии «Conlit SL150» (толщиной 25 мм) и клея «Conlit Glue» позволяет обеспечить огнестойкость балок данной конструкции более 120 мин.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Огнестойкость бетонных и сталебетонных конструкций / Чихладзе Э.Д., Жакин А.И., Веревичева М.А. – Харьков: ХарГАЖТ, 2000. – Вып. 40. – 97с.
2. Милованов А.Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций / Милованов А.Ф. – М.: Стройиздат, 1986. – 224 с.
3. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. ДБН В.1.2-7-2008 [Чинний від 2008-10-01.]. – К.: Видавництво ДП “Укрархбудінформ”, 2008. – 52 с – (Національний стандарт України).
4. EN 1992-1-2:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design, Brussels, 2004.
5. Ковалев М.А. Напряженно-деформированное и граничное состояние сталебетонных балок при кратковременном статическом нагружении: дис. ... канд. техн. наук – Харьков, 2008.– 184 с.
6. Ватуля Г.Л. Оценка несущей способности сталебетонных балок с внешним листовым армированием при пожаре / Ватуля Г.Л., Орел Е.Ф., Игнатенко А.В. // Сб. науч. трудов – Харьков, 2014. – вып. №.144 – с.154-160.