

DERKACH V.N. Bar analogue model in the frames with masonry filling

Design dependences to determine geometrical parameters of the masonry filling in the frame, taking into account the dimensions of the filling, its stiffness characteristics, the availability of a door or window opening have been presented. The results of experimental researches of steel frames filled with cellular concrete blocks at thin layer joints with shear deformations in the plane of the frame filling have been presented. The comparison of test results of frames with filling with the results of numerical model, in which the filling replaced with bar analogue, has been presented.

УДК 624.014.2

Шалобыта Н.Н., Полонский М.Ч., Шалобыта Т.П., Масилевич А.В.**ГРАНИЦЫ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ**

Введение. Пластические свойства железобетонных конструкций в расчетах учитывают уже много лет. Различные приближенные методы оценки перераспределения усилий в конструкции по сравнению с упругой ее работой основаны на знании того обстоятельства, что можно допустить определенные отклонения от теоретического распределения, которые не будут неблагоприятно влиять на надежность конструкции [1]. Руководство [2] указывает, что при расчете по I группе предельных состояний (I ПС) статически неопределимых железобетонных конструкций, допускается учитывать перераспределение усилий, связанное в основном с изменением соотношения жесткостей элементов при росте нагрузки и выполнении требований II группы предельных состояний (II ПС). Учитывая ряд закономерностей, можно на стадии проектирования создавать такие условия, чтобы перераспределение усилий происходило в заданном направлении. Это позволяет получить существенный технико-экономический эффект, который еще далеко не полностью реализуется при проектировании.

В соответствии с требованиями норм [3] при проектировании железобетонных конструкций допускается использовать различные расчетные методы, выбор которых в основном определяется не только квалификацией проектировщика, классом ответственности сооружений, видом несущих конструкций, физико-механическими свойствами материалов, сколько затратами на получение готового продукта при заданном индексе надежности. Поэтому, идеализируя при проектировании железобетонную конструкцию, по существу ее заменяют теоретической моделью, которая отвечает и позволяет себя рассчитывать основываясь на определенную технику и методику расчета.

Согласно [11, 12] различают следующие расчетные модели, позволяющие определить как внутренние усилия в конкретном сечении элемента, так и его напряженно-деформированное состояние:

- **упругая** – линейно-упругий расчет;
- **нелинейная:** а) линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением усилий;
- б) нелинейный расчет;
- **модели** расчетов основанные на положениях теории пластичности.

Для расчетов статически определимых железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний, как правило, применяют наиболее простую расчетную модель линейно-упругого метода. При этом, несмотря на то, что появляются некоторые несоответствия в рамках принятых норм [13] положений метода предельных состояний, связанные с методами расчета по первой и второй группам предельных состояний, на расчет конкретного сечения примененная методика влияния практически не оказывает [14]. Как показывает анализ, выполненный в работе [12], данное несоответствие приводит к ошибкам в «безопасную» сторону, определяя некоторый лишний предел безопасности. Поэтому применение дру-

гих расчетных моделей требует для статически определимых конструкций специального обоснования.

Как отмечалось выше, в статически неопределимых железобетонных конструкциях происходит перераспределение усилий, связанное в основном с изменением жесткостных характеристик сечений при росте нагрузки, поэтому большинство норм рекомендуют использовать наиболее простые методы расчета с ограниченным перераспределением усилий, которые так же позволяют оценить перераспределение как усилий, так и деформаций конструкций в целом.

В рекомендациях [4] и нормах [11] содержится два вида ограничения перераспределения усилий при расчетах по прочности – линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением и нелинейный расчет. В первом случае указывают пределы изменения коэффициента ограничения перераспределения моментов $\delta \leq 1$; во втором случае ограничивается пластический поворот в критических сечениях $\theta_{pl} \leq \theta_{Lr}$.

Используя линейно-упругий метод при расчетах статически неопределимых конструкций, обычно их рассчитывают как упругие системы с последующим ограничением перераспределения усилий, которое в основном заключается в уменьшении опорных и увеличении пролетных изгибающих моментов (т.е. изменении НДС нормальных сечений). При этом считается, что возможно снизится расход арматуры, сократится трудоемкость изготовления монтажных узлов, увеличится пролет конструкций, без изменения размеров поперечного сечения и т.д. (рисунок 1). Следует, однако, иметь в виду, что перераспределение усилий в отдельных сечениях оказывает влияние не только на их величину, но и на общую деформацию конструкции (прогиб, угол поворота, ширину раскрытия трещин). Необходимо еще отметить, что в руководстве [2] допускается при линейно-упругом методе расчета неограниченное перераспределение усилий при расчете по прочности, при соблюдении ограничений по предельным состояниям второй группы. При этом учитывается, что способность к пластическому деформированию опорных сечений столь велика, что отсутствует опасность их разрушения раньше достижения полного перераспределения усилий. Однако, как показывает практика расчетов и проектирования, в некоторых случаях разрушение опорных сечений все же происходит раньше, чем моменты в пролетных сечениях достигают предельных значений. Поэтому данный вопрос остается нерешенным и величина допустимого значения перераспределения остается открытой.

Согласно линейно-упругому методу с ограниченным перераспределением, основная зависимость для определения величины перераспределения изгибающих моментов имеет вид:

$$\delta \geq \delta_{\min}, \quad (1)$$

где $\delta = M_{e,r} / M_e$ – коэффициент, ограничивающий перераспределение усилий;

здесь $M_{e,r}$ – изгибающий момент после перераспределения усилий;

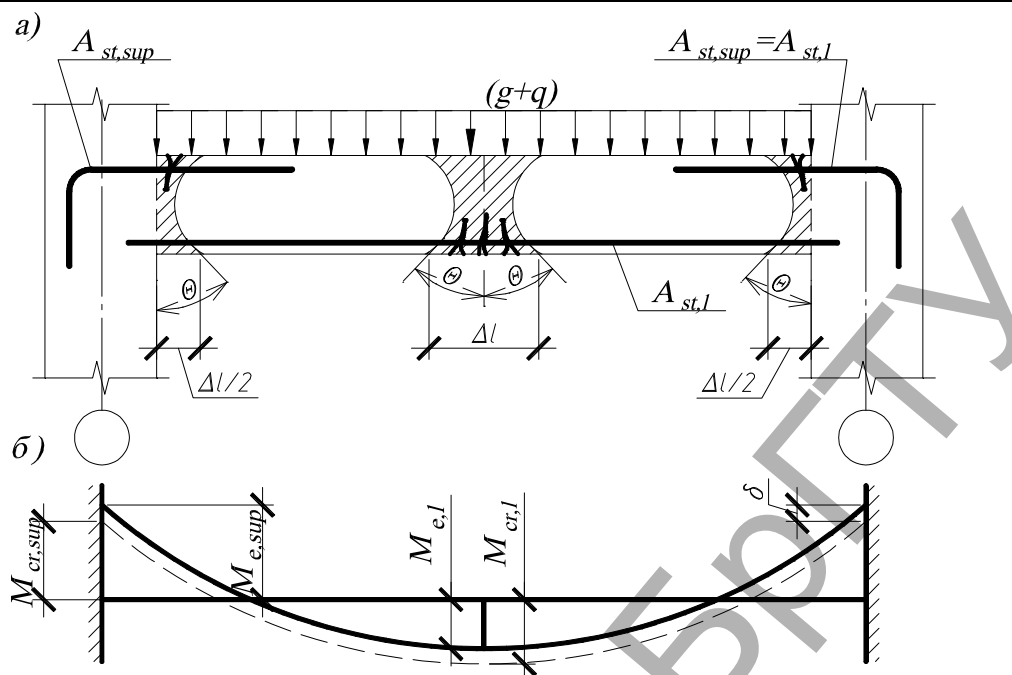
Шалобыта Николай Николаевич, к.т.н., заведующий кафедрой строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Полонский Максим Чеславович, магистрант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Шалобыта Татьяна Петровна, к.т.н., доцент кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Масилевич Андрей Владиславович, магистрант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.



а) общий вид статически неопределимой балки (ригель рамы), обозначение углов поворота; б) схема ограничения перераспределения
Рис. 1. Схема образования пластического шарнира в статически неопределимой железобетонной балке

Таблица 1. Сравнение зависимостей для определения границ перераспределения изгибающих моментов

Нормы	Предельное значение $\bar{\delta}_{min}$
ТКП EN [15]	$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d$, если $f_{ck} \leq 50$ МПа; (5.10a) $\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d$, если $f_{ck} > 50$ МПа; (5.10b) $\delta \geq k_5$, если используется арматура класса В и С, для арматурной стали класса А перераспределение не допускается. Значения k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 для использования в конкретной стране указываются в национальном приложении. Рекомендуемые значения следующие: $k_1 = 0,44; k_2 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2}); k_3 = 0,54; k_4 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2}); k_5 = 0,85$.
EN [11]	$0,44 + \left[0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu}} \right] \cdot \xi$ $\bar{\delta}_{min} \geq 0,7$ – для сталей с $\epsilon_{uk} \geq 7,5 \text{ ‰}$ $\bar{\delta}_{min} \geq 0,8$ – для сталей с $\epsilon_{uk} \geq 5 \text{ ‰}$
ЕКП-ФИП [4]	$0,44 + 1,25\xi$ $\bar{\delta}_{min} \geq 0,75$ – для несмещаемых каркасов $\bar{\delta}_{min} \geq 0,9$ – для смещаемых каркасов

M_e – изгибающий момент определенный упругим расчетом системы.

Выполнение условия (1) означает, что в критическом сечении появляется т.н. «пластический шарнир», обеспечивающий пластический поворот сечения. В классической литературе [13] понятие «пластического шарнира» означает некоторую идеализацию НДС состояния конструкции, при достижении в волокнах сжатого бетона и растянутой арматуры определенного уровня деформаций ($\epsilon_{cc} \leq \epsilon_{cu}$ и $\epsilon_{st} \geq \epsilon_{sy}$) соответственно. Однако необходимо отметить, что коэффициент «пластического шарнира» является результатом чрезмерных деформаций, сконцентрированных на малой длине элемента, что приводит к существенному изменению (возрастанию) кривизны оси элемента на участках, располагающихся в непосредственной близости к критическому сечению (рисунок 1), поэтому применение методики ограничения изгибающих моментов, позволяющая выполнять прочностные расчеты (первой группы РС), тем не менее не позволяет оценить в расчетах условия обеспечения требований второй группы предельных состояний.

В соответствии с положениями, изложенными в различных нормах, коэффициент $\bar{\delta}_{min}$, ограничивающий перераспределение изгибающих моментов, в основном зависит от вида бетона (ϵ_{cu}), вида и класса арматуры, процента армирования, геометрических размеров элемента (таблица 1).

В отличие от линейно-упругого метода, упруго-пластический метод расчета (пластический расчет по [11]) в основном применяется при расчете конструкции в целом и позволяет не только учитывать физическую нелинейность зависимостей для материалов (полные диаграммы деформирования), но и геометрическую нелинейность, применительно только для бесконечного количества назначенных в элемент сечений.

Применение полных диаграмм деформирования материалов позволяет перейти от упрощенной диаграммы «момент-кривизна» («момент-прогиб») к их нелинейным диаграммам, позволяющим учесть трещиностойкость и совместную работу бетона и арматуры на участках между трещинами.

Область применимости нелинейных статических методов расчета определяется зоной неупругого деформирования, т.е. длиной возможного образования пластического шарнира в конкретном

Таблица 2. Сравнительный обзор формул θ_p (θ_{pl})

Нормы проектирования, пособия	Значение θ_p (θ_{pl})
1	2
EN [11]	$\theta_{pl,d} \cdot K_\lambda$, где $K_\lambda = \sqrt{\frac{\lambda}{3}}$; $\lambda = \frac{M_{sd}}{V_{sd,d}}$
Riva and Cohn [5]	Для загрузки в виде сосредоточенной силы при $\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}} \leq 7$; $\theta_p = \left(0,39 - \frac{7}{800\omega}\right) \left(\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}}\right)^{-0,9} \phi_{pu} \cdot z$ при $\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}} > 7$; $\theta_p = \left(\frac{5,4}{100}\right) \phi_{pu} \cdot z$
	Для загрузки в виде распределенной нагрузки при $\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}} \leq 7$; $\theta_p = \left(0,58 - \frac{3}{800\omega}\right) \left(\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}}\right)^{-0,9} \phi_{pu} \cdot z$ при $\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}} > 7$; $\theta_p = \left(\frac{5,0}{100} + \frac{6,5}{1000} \frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}}\right) \phi_{pu} \cdot z$
CEB-FIP [4]	$\theta_{pl} = \int_0^{l_{pl}} \frac{\delta}{d-x} \left(1 - \frac{\sigma_{sr1}}{f_{yk}}\right) [\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sy}] da$, где $\delta \approx 0,8$
ТКП EN [6]	п. 5.6.3 В областях пластических шарниров для бетонов класса прочности $C^{50/60}$ и ниже величина x_u/d должна составлять не более 0,30, а для бетонов класса прочности $C^{65/67}$ и выше — не более 0,23
Baker and Amarakone [7]	$\theta_p = 0,8(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{cy}) k_1 k_3 \left(\frac{z}{d}\right)$, где $k_1 k_3 = 0,5$ $\varepsilon_{cu} = 0,0015 \left[1 + 150\rho_s + (0,7 - 10\rho_s) \frac{d}{c}\right]$
Mattock [8]	$\theta_p = \left(\phi_u - \phi_y \frac{M_u}{M_y}\right) \left(1 + \left(1,14 \sqrt{\frac{z}{d}} - 1\right) \left(1 - \left(\frac{\omega - \omega'}{\omega_b}\right) \sqrt{\frac{d}{16,2}}\right)\right) \frac{d}{2}$ $\varepsilon_{cu} = 0,003 + \frac{0,5}{z}$
Кузьмичев [9]	$\theta_p = \frac{X_k}{B_k} I_{\tau k}$, где X_k, B_k соответственно лишняя неизвестная в СНС и жесткость на участках с ненапрягаемой арматурой, $I_{\tau k}$ — некоторая длина, численно равная величине расстояния между трещинами при чистом изгибе
Corley [10]	$\theta_p = \left(\phi_u - \phi_y \frac{M_u}{M_y}\right) \left(1 + \frac{0,4 z}{\sqrt{d}}\right) \frac{d}{2}$ $\varepsilon_{cu} = 0,003 + 0,2 \frac{b}{z} + \left(\frac{\rho_s f_y}{20}\right)^2$

опасном сечении («пластический поворот»). При этом, согласно требованиям [2], необходимо выполнять расчет угла пластического поворота и сравнивать с установленным его допусаемым значением:

$$\theta \leq \theta_p. \quad (2)$$

В данной зависимости угол поворота на длине зоны пластического шарнира можно определить исходя из условия:

$$\theta = \int_0^{l_{\text{от}}} \left[\overline{M_x} \left(\frac{1}{r}\right)_m \right] dx, \quad (3)$$

где $\overline{M_x}$ — момент от единичной силы в сечении;

$\left(\frac{1}{r}\right)_m$ — средняя кривизна оси элемента на участке между трещинами.

Вопрос по определению предельного угла поворота и методики его расчета остается открытым. В таблице 2 приведены основные зависимости для определения предельного значения угла поворота по различным нормам и методикам.

Заключение. В настоящее время почти во всех указаниях по расчету и проектированию железобетонных конструкций в большей или меньшей степени допускается учитывать явления перераспределения усилий. Расширению применения новых методов способствует то

обстоятельство, что в существующих международных документах рекомендуется принимать во внимание изменение в распределении усилий, вызванное возникновением трещин и пластическими свойствами конструкций [1]. Обосновывая необходимость учета перераспределения усилий при проектировании статически неопределимых конструкций, следует подчеркнуть, что при этом глубже уясняется поведение конструкции в различных условиях работы; экономится материал (в первую очередь арматура), снижается трудоемкость изготовления конструкции и улучшается ее качество, упрощается расчет.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тихий, М. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии. Перераспределение усилий / М. Тихий, Й. Ракосник; перевод с чешского Б.М. Сергеевко. – 1976.
2. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1975 – 191 с.
3. EN 1990: 2001. Eurocode – Basis of Structural Design. – Brussels – 2011-67p.
4. CEB-FIP Model Code 1990- Chapter 1-3, Final Draft. CEB Bull.d' Inf., 1991, No. 203.
5. Riva, P. Rotation Capacity of Structural Concrete Members / P. Riva, M.Z. Cohn // Magazine Concrete Research. – 1994 – V. 46. – No. 168. – P. 223–234.
6. Проектирование железобетонных конструкций: Еврокод 2. – Часть 2: железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета.
7. Baker, A.L.L., and Amarakone, A.M.N. (1964). "Inelastic Hyper Static Frames Analysis", Proceedings of the International Symposium on

Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, Miami, Florida, ASCE 1965-50, ACI SP-12, pp. 85-142.

8. Mattock, A.H. (1964). "Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams", Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, Miami, Florida, ACI SP-12. – P. 143–181.
9. Кузьмичев, А.Е. Исследование влияния пластических деформаций сжатого бетона на перераспределение усилий в железобетонных рамах. Труды НИИЖБ, вып. 17. «Исследования по теории железобетона». – М.: Госстройиздат, 1960.
10. Corley, W.G. (1966). "Rotation Capacity of Reinforced Concrete Beams", Proceedings of the ASCE Structural Journal. – V. 92. – No. ST-4. – P. 121–146.
11. EN 1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode 2: Design of concrete structures. – Part 1: General Rules and Rules for Building – Brussels – 2002, October – 230 p.
12. Тапко, А. Projektowanie konstrukcji żelbetowych w Eurocodu 2 i PN-B-03264:1999. – Arkadu, Warszawa, 2000-547s.
13. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 с изменениями 1, 2, 3, 4. – Мн.: Стройтехнорм, 2002 – 274 с.
14. Пецольт, Т.М. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования / Т.М. Пецольт, В.В. Тур. – Издательство БГТУ, 2003.
15. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1:2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч.1-1: Общие правила и правила для зданий.

Материал поступил в редакцию 25.02.14

SHALOBYTA N.N., POLONSKY M.C., SHALOBYTA T.P., MASILEVICH A.V. Borders of redistribution of efforts in ferroconcrete designs

The general characteristic of methods of calculation of statically indefinable ferroconcrete designs is given in article taking into account redistribution in them of efforts and the main dependences for determination of parameters of their calculation.

УДК 624.014.27

Драган В.И., Глушко К.К.

ИССЛЕДОВАНИЕ ОГНЕСТОЙКОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМЫ «БрГТУ»

Введение. В данной статье рассмотрена работа структурной плиты системы БрГТУ при температурных воздействиях на неё, возникающих при различных сценариях пожара.

Особенностью работы структурных конструкций с позиции теплотехники при воздействии на них высоких температур является их быстрый прогрев, обусловленный низкой металлоёмкостью, широким применением тонкостенных труб и, как следствие, небольшой массой элементов структурных конструкций и структур в целом. Высокая скорость нагрева труб обусловлена значительной площадью их наружной поверхности по отношению к объёму стали. Особенностью так же является крайне низкая степень теплового взаимодействия стержня и узла, стержней, объединённых в одном узле и имеющих разную температуру. Это обусловлено малой площадью передачи тепла (поверхность пересечения узла и болта, стержня и болта соответственно). Это даёт возможность рассматривать нагрев каждого стержня от конвекции и излучения без учёта теплового взаимодействия со смежными стержнями и узлами.

С позиции статической работы структурной конструкции особенностью является пространственность работы системы, высокая степень статической неопределимости. Высокая степень надёжности обусловлена унификацией сечений групп стержней, что даёт возможность образования пластических шарниров и перераспределе-

ния усилий в стержнях при перенапряжении некоторых из них. Высокая жёсткость структуры позволяет использовать полную диаграмму деформирования стали при растяжении и использовать частичный и полный выход из работы сжатых стержней.

Характеристика объекта исследований. Покрытие здания спортивного корпуса ДЮСШ №2 в г. Калинковичи представляет собой структурную плиту из труб с уклоном в 3 градуса, прямоугольную в плане с размерами 20х32 м. Опорные узлы шарнирно неподвижно соединены с закладными деталями монолитного железобетонного пояса, опирание структурной конструкции осуществляется по четырём сторонам. Структурная плита имеет ортогональную сетку верхнего и нижнего поясов и с размерами ячейки 2х2 м. Высота между осями поясов составляет 1,414 м.

Структурная конструкция собрана из труб горячекатаных из стали 20, трубы соединяются болтами посредством узла – полого шара, выполненного из стали 09Г2С.

Здание имеет размеры в осях 18х30 м, высоту в коньке 10,4 м, отметка опирания структурной конструкции +8,000 м.

Обоснование выбора модели расчёта пожаров и их температурных режимов. В [1] для определения температуры вблизи строительных конструкций используются следующие модели пожаров:

Глушко Константин Константинович, магистрант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.