

программ значительно упрощает процесс построения расчетной схемы здания, особенно при сложной конфигурации несущих элементов.

В ходе проведенных исследований было выяснено, что выбор плотности сетки при расчете перекрытия оказывает заметное влияние на точность расчета методом конечных элементов. При сгущении сетки результаты численного расчета уточняют значения усилий в некоторых областях, увеличивая их значения более чем в полтора раза. На практике применение более точных расчетов элементов строительных конструкций поможет более правильно подобрать значения армирования в железобетонных конструкциях. Реальное же применение методов точного расчета во-первых, не дадут существенного выигрыша в стоимости строительных элементов, так как значения нагрузок при задании исходных данных подвергаются уточнению многочисленными коэффициентами запаса, что увеличивает расчетные значения армирования, во-вторых, значительно затруднят изготовление, сборку и монтаж армирующего скелета здания, за счет введения большего количества типоразмеров элементов, что в свою очередь увеличивает сроки производства работ и затраты на них.

Список литературы

1. Барабаш М. С., Палиенко О. И., Медведенко Д. В. Программный комплекс САПФИР – основа BIM-технологий. М.: АСВ, 2012. 56 с.
 2. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Расчетные модели сооружений и возможностей анализа. М., 2007. 595 с.
 3. ПК «ЛИРА-САПР» 2016. Проектирование и расчет строительных конструкций. URL: liraland.ru/lira/
 4. Русаков А. И. Учет размера конечного элемента оболочки при расчете арматуры монолитных плит перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 8. С. 57–60.
 5. Гольшев К. И. Рекомендации по усилению монолитных железобетонных конструкций: справ. пособие. Киев: Будивельник, 1985. С. 314–317.
 6. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 2012.
 7. Шимановский А. О. Применение метода конечных элементов в решении задач прикладной механики: учеб. – метод. Пособие для студентов технических специальностей / А. О. Шимановский, А. В. Путято; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2008. – 61 с.
 8. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона / А. С. Городецкий [и др.]. – Киев: издательство «Факт», 2004. – 106 с.
- УДК 624.072.2

РАСЧЁТ БАЛОК ТРИБУН ЗРЕЛИЩНЫХ СООРУЖЕНИЙ С УЧЁТОМ ИЗМЕНЕНИЯ РАСЧЁТНОЙ СХЕМЫ В ПРОЦЕССЕ ВОЗВЕДЕНИЯ

Д. Д. Виноградов, О. Б. Завьялова
Астраханский государственный
архитектурно-строительный университет
(г. Астрахань, Россия)

Расчёт сооружений с учётом изменения расчетной схемы в процессе возведения позволяет более точно показать действительную работу элементов. Приведен пример изменения расчетной схемы балки трибун стадиона в процессе её монтажа.

Ключевые слова: расчёт, анализ, изменение расчётной схемы.

The calculation of structures, taking into account changes in the design scheme during the construction process, allows you to more accurately show the actual operation of the elements. An example of a change in the design scheme of the stadium stands during the installation process is given.

Keywords: calculation, analysis, change in the design scheme.

В последние годы учёные и проектировщики стали уделять большое внимание учёту истории возведения зданий и сооружений, так как в процессе строительства реальная работа конструкций может сильно отличаться от принятой в расчётной схеме. Особенно важную роль здесь играет изменение условий опирания несущих конструкций в ходе выполнения монтажных работ. Разработчики ведущих программных комплексов, применяемых в России (SCAD, STARK, ЛИРА), предлагают использование специальных программ, учитывающих последовательность монтажа. Однако применение этих программ пока не вошло в опыт проектирования, в основном, из-за недопонимания сути проблемы.

Рассмотрим пример. При расчёте балок трибун зрелищных сооружений проектировщики, как правило, принимают расчётную схему этой конструкции в виде многопролётной неразрезной балки, находящейся под действием равномерно распределённой нагрузки. Между тем, неразрезной эта балка будет только при условии ванной сварки верхней арматуры балок смежных

пролётов и омоноличивания стыков. Таким образом, до сварки стыков отдельные балки будут работать на нагрузку от собственного веса по схеме однопролетной балки на двух опорах с максимальным изгибающим моментом в середине пролёта, равным $M_{max} = \frac{ql^2}{8}$.

В принципе, эффект «шарнирной» балки можно снять, если на весь период монтажа до омоноличивания стыков установить временные опоры по всей длине балок трибун. Временные опоры препятствуют возникновению изгибающих моментов в пролетах балки, что позволяет рассчитывать несущую способность по расчетной схеме неразрезной многопролетной балки. В противном случае, опорные узлы, заложенные в проекте как жесткие, начинают работать шарнирно, при этом реальная работа балки отличается от принятой в расчете. Казалось бы, чего проще, в самом деле: установить временные опоры, например, в виде стальных телескопических стоек, однако сделать это довольно проблематично, учитывая большое число балок трибун и их протяжённость, разную высоту подтрибунного пространства и самое главное – человеческий фактор. Менталитет российского строителя, независимо от должности, таков, что он не будет тратить время на бесполезную, с его точки зрения, работу: ведь балки отлично стоят и без промежуточных стоек!

Выполним сравнительный расчёт многопролетной балки с четырьмя пролетами по 6 метров для двух вариантов загрузжений. Нагрузка на балку (рис. 1) с учётом её геометрии собрана в таблице. Поперечное сечение балки аналогично принятому в спорткомплексе «Звёздный» города Астрахани.

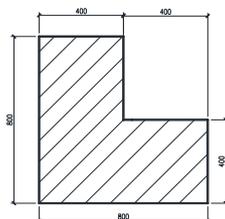


Рис. 1. Поперечное сечение балки трибун

Таблица

Сбор нагрузок на балку трибун

Нагрузка	Нормативная, кН/м ²	γ_f	Расчетная, кН/м ²
Постоянная (от собственного веса ж/б балки), $\gamma = 2.6 \text{ т/м}^3$ $q_{\text{пост}} = 2,6 \cdot (0,8 \cdot 0,8 - 0,4 \cdot 0,4) \cdot 9,81 = 12,24$	12,24	1,1	13,47
Временная на трибунах, согласно СНиП , 4 кПа. С учетом ширины балки: $q_{\text{вр}} = 4 \cdot 0,8 = 3,2 \text{ кН/м}^2$	3,2	1,2	3,84
Итого:			17,31

Первый вариант расчёта – классический.

Приложим суммарную нагрузку $q = q_{\text{пост}} + q_{\text{вр}}$ к многопролётной балке.

Эпюра изгибающих моментов к расчету по первому варианту загрузки представлена на рисунке 2.

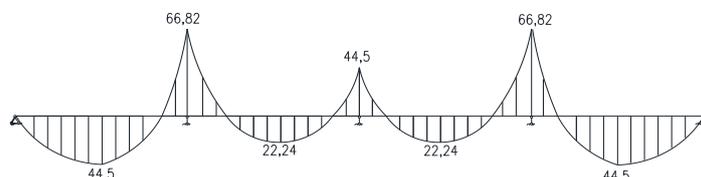


Рис. 2. Эпюра изгибающих моментов от действия суммарной нагрузки в классическом варианте расчета

Второй вариант – с учётом истории возведения.

Во втором варианте учитывается последовательность двух расчетных схем. Вначале на шарнирно опертую балку действует нагрузка от собственного веса. Эпюра изгибающих моментов от действия нагрузки представлена на рисунке 3.



Рис. 3. Эпюра изгибающих моментов шарнирно опертой балки от действия собственного веса

Затем, после ванной сварки выпусков верхней арматуры и омоноличивания стыков, на неразрезную многопролетную балку прикладываем временную нагрузку. Эпюра изгибающих моментов от действия временной нагрузки представлена на рисунке 4.

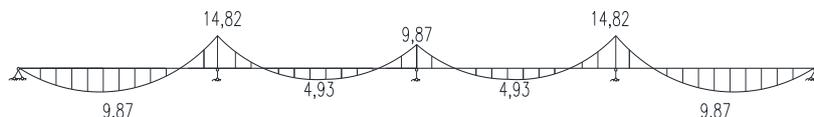


Рис. 4. Эпюра изгибающих моментов в неразрезной балке от действия временной нагрузки

Далее складываем значения эпюр изгибающих моментов от двух видов расчетных схем и нагрузок.

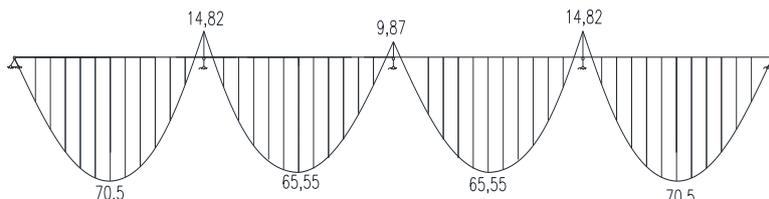


Рис. 5. Суммарная эпюра изгибающих моментов при реальном нагружении

Анализ результатов проведенных расчетов позволяет сделать выводы:

1. Учёт истории возведения позволяет получить реальную картину распределения внутренних усилий в несущих конструкциях.
2. Изменение условий опирания балок трибун увеличивает максимальный пролетный изгибающий момент на 57% в крайних пролетах и на 34 % в средних пролетах по сравнению с классическим расчетом. Одновременно уменьшается в 4,5 раза максимальный опорный изгибающий момент.
3. Таким образом, опорные сечения балок, запроектированных по классической схеме, имеют значительный запас прочности. При этом вызывают обоснованные опасения средние сечения балок, прочность которых при полной полезной нагрузке будет недостаточной.

Список литературы

1. Завьялова О.Б. Влияние нарушений технологической последовательности монтажа ригелей на напряжённо-деформированное состояние каркасных зданий. // Тезисы II международной научно-практической конференции «Астрахань-дом будущего». – Астрахань: АИСИ, 2008.
2. Завьялова О.Б. Учёт последовательности монтажа конструкций при расчёте усилий в рамных системах. // Известия вузов. Строительство. – 2009. – №2. – С. 115–122.
3. Шейн А.И., Завьялова О.Б. Расчёт монолитных железобетонных каркасов с учётом последовательности возведения, физической нелинейности и ползучести бетона // Строительная механика и расчёт сооружений. – 2012. – № 5. – С. 64–69.
4. Завьялова О.Б. Учёт истории нагружения монолитных железобетонных пластинчато – стержневых систем при определении напряженного состояния их элементов. // ПГС. – 2012. – № 7. – С. 58–61.
5. Шейн А.И., Завьялова О.Б. Влияние физической нелинейности бетона на напряжённо-деформированное состояние элементов монолитных железобетонных рам, рассчитываемых с учётом истории нагружения // ПГС. – 2012. – № 8. – С. 29–31.

УДК 64.042

СПОСОБЫ ИСКЛЮЧЕНИЯ КРУТИЛЬНЫХ КОЛЕБАНИЙ ПО ОСНОВНЫМ ФОРМАМ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ МНОГОЭТАЖНЫХ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ

Е. В. Вычегжанин, А. Н. Сычков
Астраханский государственный
архитектурно-строительный университет
(г. Астрахань, Россия)

Отсутствие кручения в первой и второй формах собственных колебаний является одним из требований к проектированию многоэтажных монолитных зданий. Приведены способы исключения колебаний по основным формам.

Ключевые слова: основные формы, крутильные колебания, многоэтажные здания, монолитные здания, проектирование.