

В.С.Дорофеев, А.В.Ковров, А.В.Ковтуненко, Н.К.Высочан  
Одесская государственная академия строительства и архитектуры

## **О ВЛИЯНИИ ПОРЯДКА ЗАГРУЖЕНИЯ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

В работе рассмотрено влияние физической и геометрической нелинейности железобетонных рамных конструкций на формирование их напряженно-деформированного состояния при поэтапном возведении здания. Предложены основные принципы расчета железобетонных статически неопределимых рамных конструкций с учетом порядка создания расчетной схемы и приложения нагрузки, а также процессов трещинообразования. Приведен пример двух этапов расчета поперечной рамы каркаса трехэтажного трехпролетного здания административно-производственного назначения в соответствии с предложенными принципами расчета.

Расчет основан на изучении принципиальной технологической схемы возведения здания с разбиением выполнения расчетов на соответствующие укрупненные этапы. Результаты расчета на каждом этапе являлись исходными для выполнения расчетов на последующем.

Произведено сравнение результатов расчетов, выполненных в упругой стадии и с учетом порядка возведения и загрузки конструкции при учете процессов трещинообразования в элементах.

**Ключевые слова:** железобетонные рамные конструкции, численно-аналитический метод граничных элементов, порядок загрузки, трещинообразование

**Актуальность исследований.** Известно, что трещинообразование существенно влияет на напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций. Оно вызывает развитие перемещений, падение усилий предварительного напряжения, изменение и перераспределение внутренних усилий.

В железобетонных статически неопределимых конструкциях, в связи с их физической и геометрической нелинейностью, на распределение внутренних усилий оказывает влияние последовательность создания расчетной схемы и приложения нагрузки.

Одновременное влияние названных выше факторов на формирование напряженно-деформированного состояния железобетонных статически неопределимых рамных конструкций до настоящего времени изучено недостаточно.

Вышеизложенное свидетельствует о том, что разработка методики определения напряженно-деформированного состояния железобетонных рамных конструкций, основанной на численно-аналитическом методе граничных элементов, позволяющей исследовать работу систем вплоть до предельного состояния и соответствующих физическому характеру их работы, является задачей актуальной и необходимой для последующего развития теории расчета статически неопределимых железобетонных конструкций.

**Целью работы** является исследование влияния порядка возведения и загрузки, а также процессов трещинообразования на напряженно-деформированное состояние железобетонных рамных конструкций с использованием численно-аналитического метода граничных элементов [1, 2, 3].

**Основная часть.** В практике проектирования, в том числе рамных конструкций, статический расчет производится на полные расчетные нагрузки (комбинации постоянных и временных нагрузок). Прочностной расчет и конструирование производится на расчетные усилия, полученные в результате такого расчета.

В реальных условиях возведение зданий производится поэтапно, соответственно производится и загрузка возводимых частей постоянной нагрузкой. При этом жесткость возведенных частей к моменту последующих этапов возведения может отличаться от жесткости в упругой стадии.

Таким образом, перераспределение внутренних усилий в реальных условиях происходит также поэтапно и зависит от технологии возведения здания.

Перед выполнением расчетов, необходимо изучить принципиальную технологическую схему возведения здания, разбив выполнение расчетов на соответствующие укрупненные этапы. Результаты расчета на каждом этапе являются исходными для выполнения расчетов на последующем.

В работе [4] предложена методика расчета железобетонных рамных конструкций с учетом процессов трещинообразования при помощи численно-аналитического варианта метода граничных элементов.

При определении напряженно-деформированного состояния железобетонных рамных конструкций с учетом процессов трещинообразования при помощи численно-аналитического метода граничных элементов производится разбиение стержней (стоек и ригелей) рамной конструкции на элементы с кусочно-постоянной жесткостью.

Жесткость участков определяется при помощи практического способа, основанного на упрощенной диаграмме «изгибающий момент – кривизна», предложенного в работах [5, 6].

Задача решается методом последовательных приближений. Первоначально производится расчет из предположения работы конструкции в упругой стадии, при этом изгибные жесткости определяются как произведение  $E_b I_{red}$ .

Далее, по кривизнам, полученным по изгибающим моментам, определяются жесткости.

На участках, где изгибающие моменты не превышают трещинообразующих, жесткости не изменяются. На участках, где изгибающие моменты превышают трещинообразующие, жесткость сечения элемента определяется по формуле, предложенной И.Е.Прокоповичем в работе [7]:

$$B_g = E_b A_b h_0^2 \sqrt{\mu n_1} b_1 \quad (1)$$

где  $A_b$  – площадь поперечного сечения балки;

$h_0$  – рабочая высота сечения;

$\mu = A_s / A_b$  - коэффициент армирования сечения;

$A_s$  – площадь поперечного сечения арматуры;

$n_1 = E_s / E_b$  – отношение модулей упругости арматуры и бетона.

Коэффициент  $b_1$  определяется следующим образом:

$$b_1 = \beta_1 + \beta_2 \left( \frac{M_{crc}}{M} \right)^2 \quad (2)$$

Для элемента, имеющего прямоугольное поперечное сечение, приведены следующие значения коэффициентов  $\beta_1 = 0,159$ ,  $\beta_2 = 0,074$ .

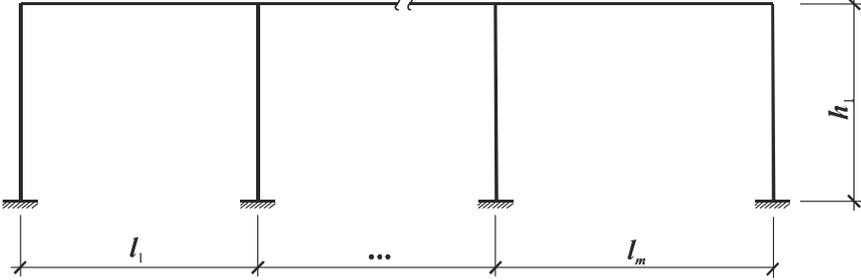
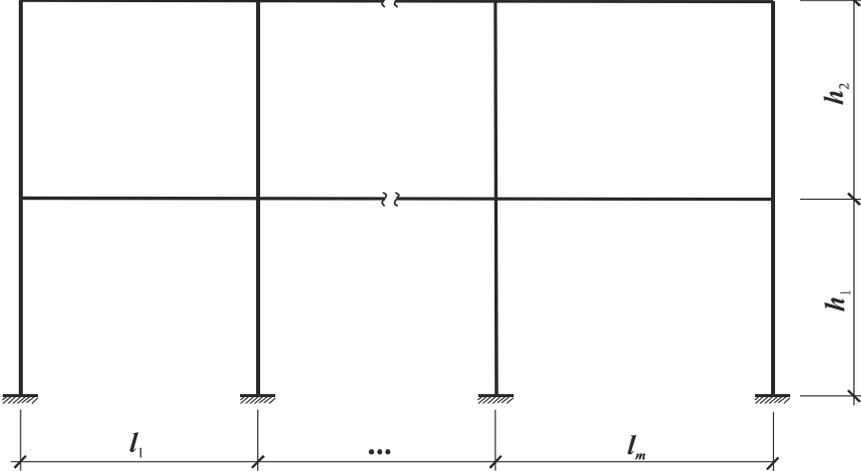
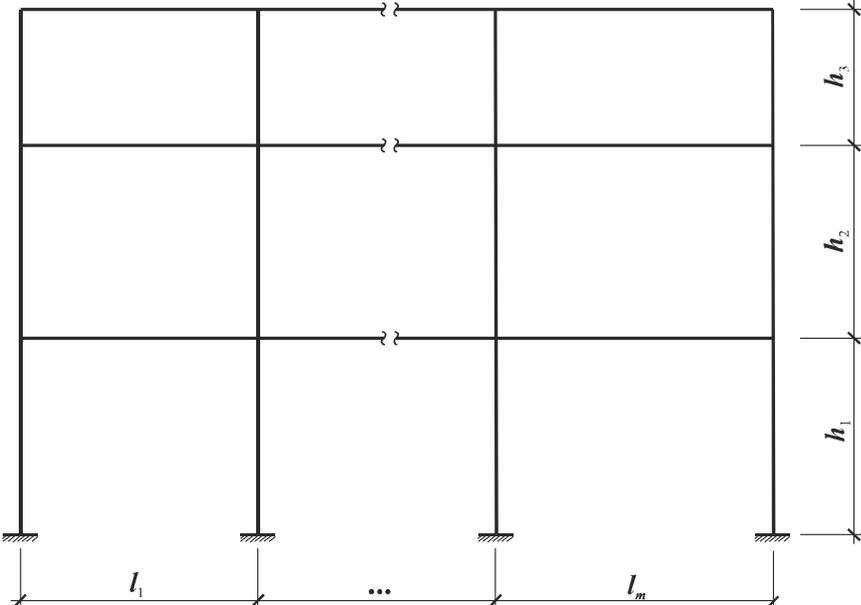
При предельном значении изгибающего момента ( $M=M_u$ ) кривизна может неограниченно возрастать при постоянном значении изгибающего момента (т.е. считать, что в сечении образовался пластический шарнир).

После того, как будут определены жесткости каждого участка, производится расчет рамной конструкции с новыми жесткостями.

Приведенные операции повторяются до тех пор, пока не будет достигнута сходимость.

С целью учета реального порядка приложения нагрузок на каркас здания разобьем процесс расчета на следующие этапы, приведенные в таблице 1.

**Таблица 1.** Этапы расчета рамных конструкций с учетом порядка загрузки

Этап	Расчетная схема	Нагрузка
1	 <p>The diagram shows a single-bay frame structure. It consists of a horizontal beam supported by four vertical columns. The columns are fixed at their bases. The height of the frame is labeled as <math>h_1</math>. The span between the first and last column is labeled as <math>l_1</math> and <math>l_m</math> respectively, with an ellipsis indicating intermediate columns. The beam has a break in the middle, indicated by two wavy lines.</p>	Постоянная
2	 <p>The diagram shows a two-bay frame structure. It consists of a horizontal beam supported by four vertical columns. The columns are fixed at their bases. The height of the lower bay is labeled as <math>h_1</math> and the height of the upper bay is labeled as <math>h_2</math>. The span between the first and last column is labeled as <math>l_1</math> and <math>l_m</math> respectively, with an ellipsis indicating intermediate columns. Both beams have breaks in the middle, indicated by two wavy lines.</p>	Постоянная
3	 <p>The diagram shows a three-bay frame structure. It consists of a horizontal beam supported by four vertical columns. The columns are fixed at their bases. The height of the lower bay is labeled as <math>h_1</math>, the middle bay as <math>h_2</math>, and the upper bay as <math>h_3</math>. The span between the first and last column is labeled as <math>l_1</math> and <math>l_m</math> respectively, with an ellipsis indicating intermediate columns. All three beams have breaks in the middle, indicated by two wavy lines.</p>	Постоянная
n	и т.д. до последнего этажа	Постоянная
n+1	Полный каркас здания	Полная постоянная) +временная)

Расчет одноэтажной рамы первого этажа производится только на постоянную нагрузку. В результате, на некоторых участках наблюдаются процессы трещинообразования, резко снижающие их жесткость.

При рассмотрении расчетной схемы, представляющей двухэтажную раму, первоначально жесткость участков элементов первого этажа принимается по результатам первого этапа расчета, а жесткость элементов второго этажа – из предположения работы в упругой стадии.

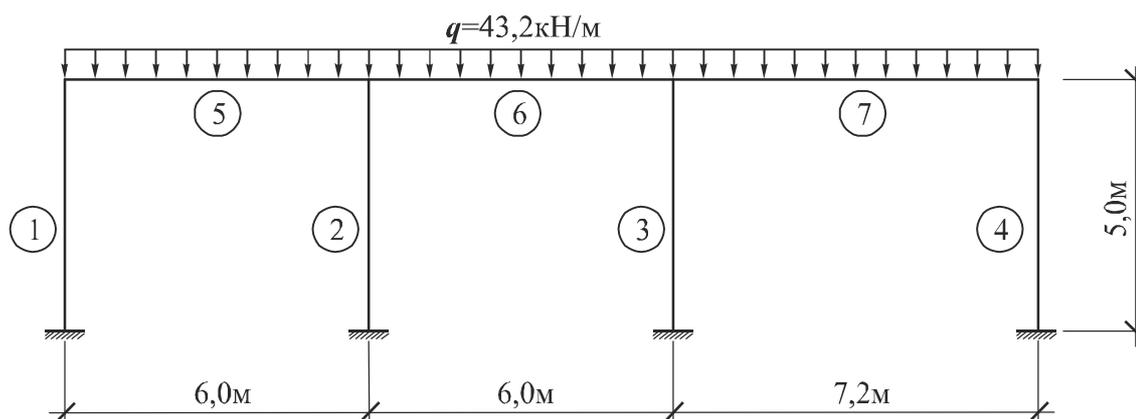
На последующих этапах расчета, жесткость уже возведенных элементов принимается, аналогично, по результатам предыдущего этапа.

Рассмотрим пример первых двух этапов расчета поперечной рамы железобетонного каркаса трехпролетного трехэтажного здания административно-производственного назначения с учетом порядка приложения нагрузок. Расчет выполнен при помощи программы, разработанной в системе компьютерной математики MATLAB, позволяющей учитывать процессы трещинообразования [4].

Шаг поперечных рам каркаса принят равным 6,0 м. По действующим нормативным документам [8] выполнен сбор постоянной и временной нагрузок на каждый этаж здания и произведен расчет рамной конструкции каркаса в упругой стадии.

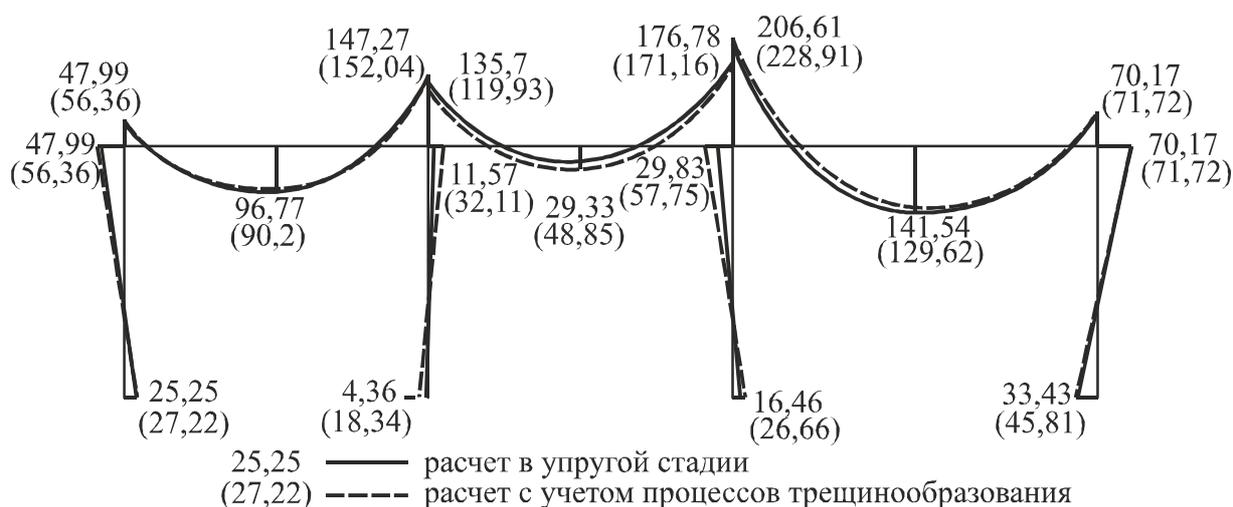
По результатам расчета рамной конструкции на действие расчетных нагрузок, принято армирование и выполнено конструирование элементов железобетонного каркаса.

На первом этапе принимается расчетная схема каркаса здания в виде одноэтажной рамы, загруженной постоянной нагрузкой (рис. 1).



**Рисунок 1.** Расчетная схема каркаса здания на первом этапе расчета.

Эпюры изгибающих моментов, возникающих в конструкции на первом этапе расчета в упругой стадии и с учетом процессов трещинообразования приведены на рис. 2.



**Рисунок 2.** Эпюра изгибающих моментов на первом этапе расчета.

В таблице 2 приведено сравнение значений изгибающих моментов, возникающих в некоторых элементах конструкции на первом этапе возведения в упругой стадии и с учетом процессов трещинообразования.

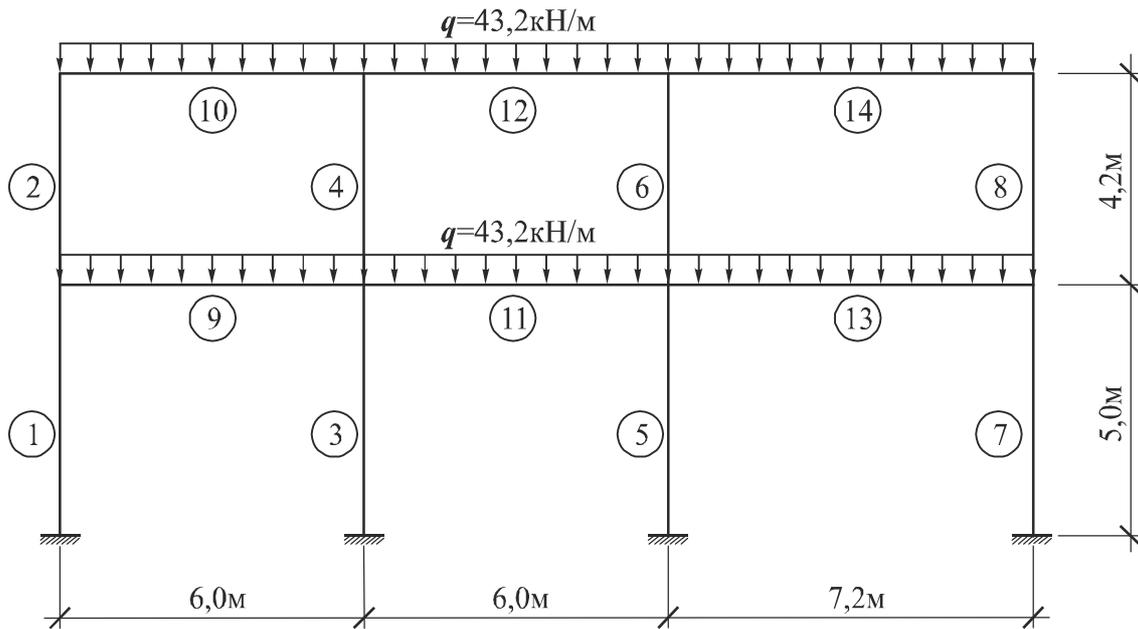
**Таблица 2.** Сравнение результатов расчета на первом этапе

№ элемента	№ сечений	Значения изгибающих моментов $M$ , кНм		Изменение усилий $\Delta$ , %
		при расчете в упругой стадии	при расчете с учетом трещинообразования	
1	1	25,25	27,22	7,80
	3	-47,99	-56,36	17,44
4	1	-33,43	-45,81	37,03
	3	70,17	71,72	2,21
5	1	-47,99	-56,36	17,44
	2	96,77	90,2	-6,79
	3	-147,27	-152,04	3,24
6	1	-135,69	-119,93	-11,61
	2	29,33	48,85	66,55
	3	-176,78	-171,16	-3,18
7	1	-206,61	-228,91	10,79
	2	141,54	129,62	-8,42
	3	-70,17	-71,72	2,21

**Примечание:** Сечение 1 принято в левом конце элемента;  
 Сечение 2 принято в середине элемента;  
 Сечение 3 принято в правом конце элемента.

Из таблицы 1 видно, что моменты, возникающие в крайних стойках, увеличиваются. В опорных сечениях ригелей крайних пролетов моменты увеличиваются, а в пролетных сечениях уменьшаются. В ригеле среднего пролета – моменты в опорных сечениях уменьшаются, а в пролете увеличиваются практически на 67%

На втором этапе принята расчетная схема в виде двухэтажной рамы (рис. 3).



**Рисунок 3.** Расчетная схема каркаса здания на втором этапе расчета

Эпюры изгибающих моментов, возникающих в элементах конструкции, на втором этапе расчета в упругой стадии и с учетом порядка приложения нагрузки приведены на рис.4.



**Рисунок 4.** Эпюра изгибающих моментов на втором этапе расчета.

В таблице 3 приведено сравнение значений изгибающих моментов, возникающих в некоторых элементах конструкции, при расчете в упругой стадии и с учетом этапности возведения и трещинообразования.

**Таблица 3.** Сравнение результатов расчета на втором этапе

№ элемента	№ сечений	Значения изгибающих моментов $M$ , кНм		Изменение усилий $\Delta$ , %
		при расчете в упругой стадии	при расчете с учетом порядка загрузки	
1	1	18,61	18,13	-2,58
	3	-31,46	-36,79	16,94
2	1	62,74	60,94	-2,87
	3	-71,01	-60,97	-14,14
7	1	-32,23	-32,13	-0,31
	3	68,34	49,79	-27,14
8	1	-119,41	-75,22	-37,01
	3	106,83	84,87	-20,56
9	1	-94,21	-97,73	3,74
	2	82,16	71,41	-13,08
	3	-130,27	-148,25	13,80
10	1	-71,01	-60,97	-14,14
	2	88,56	86,54	-2,28
	3	-140,67	-154,76	10,02
11	1	-121,52	-106,91	-12,02
	2	39,84	70,44	76,81
	3	-187,59	-141,003	-24,83
12	1	-136,41	-113,6	-16,72
	2	51,4	56,38	9,69
	3	-149,59	-162,44	8,59
13	1	-276,92	-218,41	-21,13
	2	47,6	108,23	127,37
	3	-187,75	-125,01	-33,42
14	1	-196,06	-225,67	15,10
	2	128,49	124,67	-2,97
	3	-106,83	-84,87	-20,56

Примечание: Сечение 1 принято в левом конце элемента;  
Сечение 2 принято в середине элемента;  
Сечение 3 принято в правом конце элемента.

Как видно из таблицы 3 более всего изгибающие моменты уменьшаются, по сравнению с упругим расчетом, в крайних стойках правого пролета. Наибольшее перераспределение, по сравнению с расчетом в упругой стадии, произошло в пролетных сечениях ригелей среднего

и правого пролетов. Так, в среднем пролете значение момента увеличилось примерно на 77%, а в крайнем – увеличилось на 127%.

**Выводы.** Приведенные результаты примера первых двух этапов расчета поперечной рамы железобетонного каркаса трехэтажного трехпролетного здания свидетельствуют о том, что учет этапности возведения (порядка приложения нагрузок) и трещинообразования существенно влияет на перераспределение внутренних усилий.

Необходимо продолжение разносторонних исследований для детального изучения рассматриваемых в работе явлений.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баженов В.А., Коломиец Л.В., Оробей В.Ф. и др. Строительная механика. Специальный курс. Применение метода граничных элементов. – Одесса: Астропринт, 2003. – 288 с.
2. Дащенко А.В., Кирилов В.Х., Коломиец Л.В., Оробей В.Ф. MATLAB в научных и инженерных расчетах – Одесса: Астропринт, 2003 – 216 с.
3. Оробей В.Ф., Ковров А.В. Решение задач статики, динамики и устойчивости стержневых систем. Применение метода граничных элементов. – Одесса, 2004. – 122с.
4. Дорофеев В.С. Определение напряженно-деформированного состояния железобетонных рамных конструкций с учетом процессов трещинообразования / В.С.Дорофеев, А.В.Ковров, А.В.Ковтуненко, А.М.Кушнир // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – Львів, НУ «Львівська політехніка», 2010. – Вип. №662. – С.169-174.
5. Ковров А.В. К анализу закономерностей деформирования сечений неразрезных железобетонных балок / А.В.Ковров, Р.Э.Чайковский, Т.А. Синюкина // Вісник ОДАБА. – Одесса, 2007. – № 27. – С.178-183.
6. Яременко А.Ф. О практическом способе определения жесткости железобетонных балок / А.Ф.Яременко, А.В.Ковров, Т.А.Синюкина // Вісник ОДАБА. – Одесса, 2005. – № 20. – С.389-394.
7. Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А. Прикладная теория ползучести. – М.: Стройиздат, 1980. – 240 с.
8. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – Киев, Минстрой Украины, 2006. – 57с.