

УДК 624.012

Виктор Владимирович ТУР,
доктор технических наук,
профессор, заведующий кафедрой
"Технология бетона
и строительные материалы"
Брестского государственного
технического университета

ПРОВЕРКИ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ЗДАНИЙ В ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ Часть 2. Метод альтернативных траекторий (АТ-метод)

CHECKING OF STRUCTURAL BUILDING SYSTEMS IN SPECIAL DESIGN SITUATIONS Part 2. Alternate Load Path Method (AP-method)

В статье представлены результаты анализа нормативных документов различных стран, определяющих основные стратегии защиты конструктивных систем от прогрессирующего обрушения. Приведены практические рекомендации по применению метода альтернативных траекторий (АТ-метода) для проверки реакции модифицированных конструктивных систем с удаленными несущими элементами.

This paper presents the analysis results of the normative documents of various countries, which define the main design strategies for defense of structural systems against progressive collapse. Practical recommendations on using the alternate load path method (AP-method) for checking the response of the modified structural systems with removed load bearing members have been given.

ВВЕДЕНИЕ

Метод альтернативных траекторий (англ. *Alternate Load Path Method*), ориентированный на расчетную проверку реакции поврежденной конструктивной системы после реализации особого события, активно разрабатываемый в последние два десятилетия, был принят в качестве основного прямого расчетного метода в нормативных документах ASCE 7 [1] и UFC 4-23-03 [2], действующих в США. Необходимо отметить, что, стремясь к созданию единого федерального документа, содержащего требования по защите конструктивных систем в особых расчетных ситуациях, в 2009–2010 годах названные документы с учетом положений FEMA 356 [3] были переработаны в один документ [2]. Принимая во внимание, что предложенный так называемый прямой расчетный метод (АТ-метод) является наиболее глубоко разработанным, не содержит, на первый взгляд, логических противоречий, хотя и опирается на ряд допущений, его с различными модификациями внесли при разработке нормативных документов ряда стран, включая в том числе Беларусь [4], Россию [5–9], Украину [10].

В соответствии с концепцией, положенной в основу АТ-метода, выполняют расчетную проверку (по назначенным критериям соответствия) поврежденной конструктивной системы с удаленными основными (ключевыми) конструктивными элементами на способность перераспределения и восприятия соответствующего особого сочетания воздействий оставшимися конструктивными элементами. Следует отметить, что так назы-

ваемый "точный" расчет конструктивной системы, имеющей значительные повреждения, сопряжен с серьезными проблемами вычислительного характера. При этом, как отмечается в ряде источников, например [11], даже результаты "точных" (например, нелинейных динамических) расчетов могут давать искаженное представление как о сценарии развития повреждений, так и о фактическом состоянии конструктивной системы, получившей локальные повреждения.

Так, расчетные процедуры АТ-метода предполагают последовательное пошаговое удаление отдельных элементов, тогда как в реальной ситуации могут получить серьезные повреждения или вовсе разрушиться два, три и более элементов. При этом в рамках применяемого подхода не рассматриваются ни причина, вызывающая отказ ключевого конструктивного элемента, ни частота появления особого события. Такой подход в определенной мере оправдан, т. к. в целом ряде случаев приходится выполнять проверки конструктивных систем на не идентифицированные особые воздействия, для которых не известны величина, направления и сценарий развития.

Кроме того, дополнительные погрешности возникают при довольно условном учете динамических эффектов (инерционных сил) совместно с нелинейной работой как собственно элементов, так и главным образом узловых соединений конструктивной системы.

В общем случае нормы [1, 2, 4] при проверках модифицированной конструктивной системы, получившей повреждения, рекомендуют применять линейный статический

расчет (LS), нелинейный статический расчет (NLS), нелинейный динамический расчет (NLD). Как показано в работе [11], нелинейный динамический расчет NLD хотя и дает наиболее точный результат, является при решении практических задач наиболее трудоемким и дорогостоящим. Кроме того, наиболее распространенные в среде практикующих инженеров-проектировщиков конечно-элементные вычислительные комплексы в настоящее время не позволяют решать нелинейные задачи в динамической постановке.

Поэтому естественное стремление проектировщика к решению более простых и ясных задач приводит к применению для решения рассматриваемой проблемы **статических**, а точнее — квазистатических расчетов. Таким образом, в наиболее распространенной постановке АТ-метод базируется на допущении о статическом перераспределении усилий в конструктивной системе (статической реакции), следующим за разрушением ключевых элементов системы в результате реализации особого события, имеющего в подавляющем большинстве случаев динамическую природу.

Так как прогрессирующее обрушение в общем случае следует рассматривать как динамическое и нелинейное явление, применение квазистатического подхода хотя и не противоречит требованиям ТКП ЕН 1990 [12], требует как дополнительных калибровок частных коэффициентов, участвующих в особых сочетаниях воздействий (учитывающих нелинейные и динамические эффекты), так и назначения обоснованных критериев, по которым выполняется оценка соответствия поврежденной системы требованиям устойчивости конструктивной системы к прогрессирующему обрушению. В настоящей статье рассмотрены подходы к построению квазистатических моделей сопротивления конструктивных систем из железобетона, внесенные в Рекомендации [13].

1 НАЗНАЧЕНИЕ ЧАСТНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ, УЧИТЫВАЮЩИХ НЕЛИНЕЙНЫЕ И ДИНАМИЧЕСКИЕ (ИНЕРЦИОННЫЕ) ЭФФЕКТЫ В КВАЗИСТАТИЧЕСКИХ РАСЧЕТАХ

Калибровка частных коэффициентов, применяемых в квазистатических расчетах, может быть выполнена как с применением сложных [11], так и упрощенных процедур [14, 15], не снижающих, однако, точности получаемого решения. Учитывая то обстоятельство, что при расчетах модифицированной системы основное внимание концентрируется на максимальных значениях реакций системы, реализующихся на первом полупериоде колебаний, для калибровки частных коэффициентов могут быть применены методы, базирующиеся на энергетическом подходе [2, 13], в рамках которых следует:

- 1) определить нелинейную статическую реакцию системы при удалении элемента;
- 2) перестроить динамическую диаграмму и получить соответствующие значения коэффициентов.

Подробно данный метод рассмотрен в работах [15, 16].

Как отмечалось ранее, после пересмотра и корректировки двух документов (GSA [17] и UFC 4-23-03 [2]) с учетом положений, изложенных в FEMA 356 [3], в новой версии (январь 2010 года) UFC 4-23-03 [2] взамен единого коэффициента 2,0, применявшегося как в линейных, так и нелинейных квазистатических расчетах в ка-

честве множителя к особому сочетанию воздействий в области, непосредственно примыкающей к удаленному элементу, введена дифференцированная система частных коэффициентов. При этом численные значения коэффициентов различаются как в зависимости от типа выбранной процедуры (линейный или нелинейный расчет), так и от свойств сечений и элементов (физических и геометрических). Это особенно ощутимо в случае расчетов железобетонных конструкций, для которых жесткостные характеристики существенно изменяются при варьировании как положения арматуры в сечении, так и коэффициента армирования.

Подобно тому, как это сделано в [11], калибровку частных коэффициентов выполняли, опираясь на параметры деформирования конструктивной системы (максимальное вертикальное перемещение узла, примыкающего непосредственно к удаленному элементу, определяемое из нелинейного динамического расчета и соответствующих значений углов поворота). При калибровочных расчетах учитывали повышающие динамические коэффициенты для характеристик свойств материалов (бетона и арматуры) в соответствии с рекомендациями, изложенными в [16].

Для калибровочных расчетов применяли вычислительный комплекс SAP 2000 [18]. Следует отметить, что калибровки были выполнены для базового уровня особых нагрузок, принятого согласно ASCE 7 [1] (особое сочетание $1,2G_k + 0,5Q_k$; снеговые и ветровые нагрузки в расчетах не учитывали). Для определения частных повышающих коэффициентов, применяемых в квазистатических расчетах, был принят следующий алгоритм.

1 Выполняли нелинейный динамический расчет (NLD) базовой модели, принимая значения особых нагрузок без повышающих коэффициентов. По результатам расчета регистрировали значения максимального вертикального перемещения узла, к которому непосредственно примыкала удаляемая колонна, и соответствующие значения углов поворота θ (рис. 1а).

2 Используя базовую расчетную модель (как на шаге 1), выполняли нелинейный статический расчет (NLS) с поэтапным изменением повышающего динамического коэффициента (DIF) к особому сочетанию нагрузок в зоне обрушения. Числовые значения DIF уточняли на каждом этапе расчета и выполняли перерасчет модели до тех пор, пока не были достигнуты максимальные углы поворота, аналогичные тем, что были получены из нелинейного динамического расчета базовой модели на шаге 1 (см. рис. 1б).

3 Для базовой расчетной модели (как на шаге 1) выполняли линейный статический расчет (LS) с изменением повышающего коэффициента LIF к особому сочетанию нагрузок на участках, примыкающих к области обрушения (см. рис. 1в). На каждой итерации сравнивали максимальные значения вертикальных перемещений в узле, примыкавшем к удаленной колонне. Расчет считался законченным, когда полученные перемещения совпадали с перемещениями, соответствующими пластическому повороту при выполнении нелинейного динамического расчета на шаге 1.

По приведенной методике для базового случая нагружения по ASCE 7 [1] в работе [11] был выполнен расчетный анализ ряда конструктивных систем каркасного типа (при варьировании пролетов, сечений, количества этажей при удалении внутренних, наружных

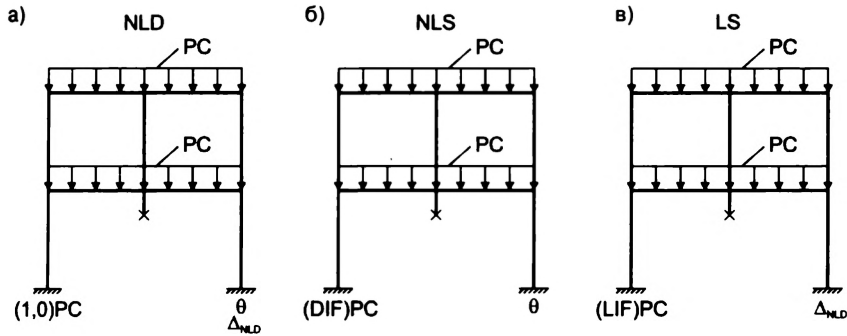


Рис. 1. К калибровке частных повышающих коэффициентов, применяемых в квазистатических расчетах по методике [11]

татов исследований [11] для выполнения линейных статических расчетов в последнюю редакцию UFC 4-23-03 [2] для определения усилий, контролируемых деформацией, внесена расчетная зависимость для определения повышающего коэффициента LIF в виде:

$$LIF = 1,2m_{LIF} + 0,8. \quad (1)$$

Как видно из графика, представленного на рис. 2, в случае железобетонных конструкций повышающие коэффициенты LIF , косвенно учитывающие как нелинейное поведение конструктивной системы, так и инерционные силы от динамического приложения нагрузок при внезапном удалении колонны, имеют довольно высокие значения. Однако в качестве "истинного" множителя, вводимого к особому сочетанию нагрузок, следует рассматривать не собственно LIF , а частное от его деления на коэффициент, учитывающий пластическую работу сечения (коэффициент "m" по версии FEMA 356 [3], внесенный в [2], например, см. таблицы 1, 2).

В соответствии с [11] общее расчетное условие может быть представлено в виде:

$$(LIF) \times (\text{особые нагрузки}) < m(\text{сопротивление}) \quad (2)$$

или при выполнении линейных статических расчетов:

$$\left(\frac{LIF}{m}\right) \times (\text{особые нагрузки}) = \text{Сопротивление}. \quad (3)$$

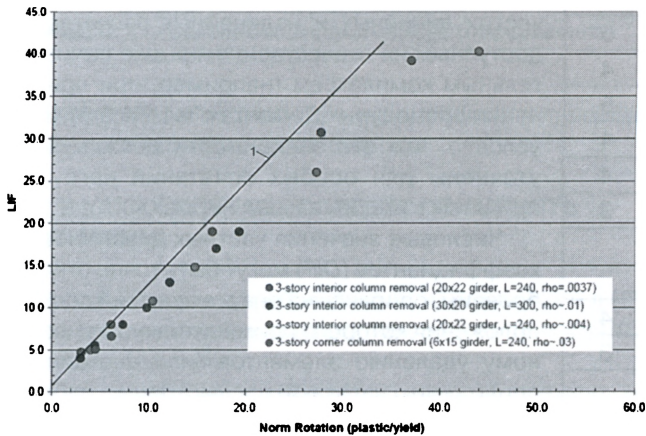
Как видно из данных, приведенных в таблицах 1, 2, значения коэффициента "m" по FEMA 356 [3] для балок изменяются в довольно широких пределах (от 2 до 10) в зависимости от вида проверки и типа конструктивного элемента. Поэтому относительное значение множителя к особому сочетанию нагрузок при выполнении линейных статических расчетов в общем случае может изменяться от 1,0 до 2,0, но чаще всего остается меньшим, чем 2,0.

Значения динамического повышающего коэффициента (DIF), полученные по результатам нелинейных расчетов (см. рис. 3), напрямую представляют влияние инерционных сил при динамическом приложении особого сочетания нагрузок. По результатам, полученным в работе [11], для выполнения нелинейных статических расчетов в [2] внесена расчетная зависимость вида:

$$DIF = 1,04 + 0,45 / (\theta_{pl} / \theta_y + 0,48), \quad (4)$$

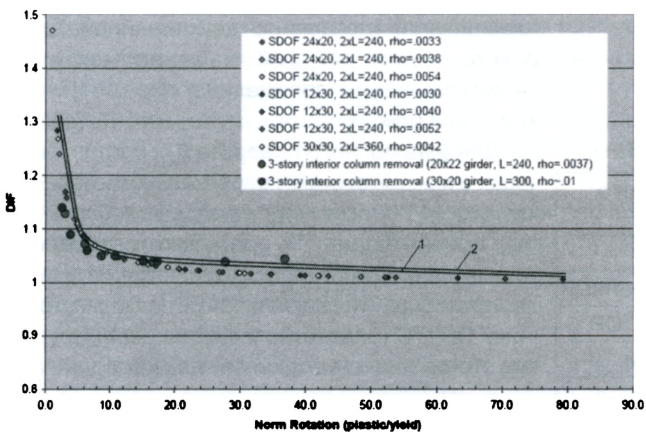
где θ_{pl} — угол пластического поворота;
 θ_y — угол поворота, соответствующий достижению предела текучести в растянутой арматуре.

Как видно из результатов анализа, показанных в виде графика на рис. 3, значение динамического повышающего коэффициента DIF для железобетонных конструкций изменяется от 1,0 до 1,4 в зависимости от показателя пластической деформативности (отношения θ_{pl}/θ_y). Таким образом, показано, что динамический повышающий коэффициент DIF , равный 2,0, применяемый как множитель к особому сочетанию нагрузок



Прямая 1 — по формуле (1)

Рис. 2. Зависимость динамического повышающего коэффициента DIF от показателя пластичности (θ_{pl}/θ_y) при линейных статических расчетах по результатам численных исследований [11] для железобетонных конструкций



Кривая 1 — по формуле (4); кривая 2 — по методике [15]

Рис. 3. Зависимость динамического повышающего коэффициента DIF от показателя пластичности (θ_{pl}/θ_y). Результаты расчетов — согласно [11]

и угловых колонн). Результаты расчетов в виде графиков, связывающих значения соответствующих частных коэффициентов с показателем пластической деформативности (принят в виде отношения угла пластического поворота θ_{pl} к углу поворота, соответствующему началу текучести растянутой арматуры θ_y), показаны на рис. 2, 3.

Как следует из полученных расчетных результатов, повышающий коэффициент LIF , вводимый к базовому особому сочетанию нагрузок в случае выполнения линейных статических расчетов, как отмечалось ранее, зависит от свойств сечений и геометрии. С учетом резуль-

Таблица 1. Численные значения критериев соответствия для железобетонных балок при выполнении линейных статических расчетов (LS) согласно [3]

Условие		Значение конструкционного коэффициента "m"			
		Тип элемента			
		Главный		Второстепенный	
		LS	CP	LS	CP
1 Предельное состояние контролируется изгибом					
$\frac{\rho_l - \rho'_l}{\rho_{bal}}$	Поперечная арматура	$\frac{V_{Ed}}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}$			
$\leq 0,0$	C	≤ 3	6	7	6
$\leq 0,0$	C	≥ 6	3	4	3
$\geq 0,5$	C	≤ 3	3	4	3
$\geq 0,5$	C	≥ 6	2	3	2
$\leq 0,0$	NC	≤ 3	3	4	3
$\leq 0,0$	NC	≥ 6	2	3	2
$\geq 0,5$	NC	≤ 3	3	3	3
$\geq 0,5$	NC	≥ 6	2	2	2
2 Предельное состояние контролируется срезом					
Расстояние между хомутами:					
$\leq d/2$			1,5	1,75	3
$> d/2$			1,5	1,75	2
Примечания:					
1. Индекс "С" соответствует условию, по которому в пределах зоны образования пластического шарнира расстояние между замкнутыми хомутами не превышает $d/3$ и величина перерезывающей силы, воспринимаемой за счет поперечной арматуры V_{sw} составляет не менее $3/4$ от расчетной перерезывающей силы; в противном случае имеют место условия "NC".					
2. ρ_l, ρ'_l — коэффициент продольного армирования соответственно для нижней и верхней арматуры;					
$\rho_{bal} = 0,85\beta_1 \cdot \frac{f_{cm} \cdot E_s \cdot E_{cu}}{f_{yk} \cdot E_s \cdot E_{cu} + f_{yk}}, \beta_1 = 0,85.$					

Таблица 2. Численные значения критериев соответствия для железобетонных колонн при выполнении линейных статических расчетов (LS) согласно [3]

Условие		Значение конструкционного коэффициента "m"			
		Тип элемента			
		Главный		Второстепенный	
		LS	CP	LS	CP
1. Предельное состояние контролируется изгибом					
$\frac{N_{Ed}}{A_{col} \cdot f_c}$	Поперечная арматура	$\frac{V_{Ed}}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}$			
$\leq 0,1$	C	≤ 3	3,0	4,0	4,0
$\leq 0,1$	C	≥ 6	2,4	3,2	3,2
$\geq 0,4$	C	≤ 3	2,0	3,0	3,0
$\geq 0,4$	C	≥ 6	1,6	2,4	2,4
$\leq 0,1$	NC	≤ 3	2,0	3,0	2,0
$\leq 0,1$	NC	≥ 6	1,6	2,4	1,6
$\geq 0,4$	NC	≤ 3	1,5	2,0	1,5
$\geq 0,4$	NC	≥ 6	1,5	1,75	1,0
2. Предельное состояние контролируется срезом					
Расстояние между хомутами:					
$\leq d/2$ или $\frac{N_{Ed}}{A_{col} \cdot f_c} \leq 0,1$			—	—	2,0
					3,0

при выполнении нелинейных расчетов согласно [2], **дает сверх консервативный результат**. Это особенно справедливо для конструктивных систем, элементы и компоненты которых показывают большие пластические деформации при действии особых нагрузок.

Необходимо отметить, что полученные зависимости для определения частных повышающих коэффициентов хотя и не лишены недостатков (главным образом ориентированы только на особые сочетания нагрузок по ASCE 7 [1] и получены с применением нелинейных диаграмм, соответствующих FEMA 356 [3]), могут быть применены при выполнении квазистатических линейных и нелинейных расчетов по доступным на отечественном рынке вычислительным комплексам (например, при применении процедуры "Демонтаж" в LIRA 9.6). Безусловно, что эти зависимости должны быть уточнены для особых сочетаний нагрузок, принятых в национальных нормах.

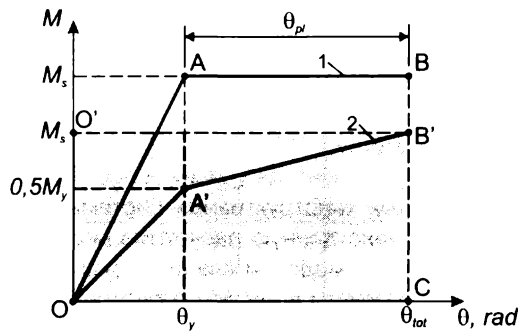
Числовые значения частных динамических коэффициентов (DIF) могут быть точно откалиброваны, опираясь на энергетический подход, положения которого применительно к внезапному удалению элементов (или внезапному приложению нагрузки) рассмотрены в работах [14, 15]. Так, если известна полная диаграмма, связывающая усилия и деформации (например, "момент — кривизна", "момент — угол поворота", "сила — перемещение"), значения частного динамического коэффициента DIF могут быть получены следующим образом.

Пусть зависимость "момент — угол поворота" для анализируемого железобетонного элемента представлена двухлинейной диаграммой, для которой в зависимости от свойств сечения определены параметрические точки (рис. 4).

Для угла полного поворота θ_{tot} , соответствующего максимальному вертикальному перемещению на первом полупериоде колебаний узла, примыкающего к удаляемому элементу, значение момента M_s определяется из равенства площадей трапеции OABC и прямоугольника OO'B'C (равенство работ на перемещениях). Тогда значение динамического повышающего коэффициента определяется $DIF = M_y / M_s$. Из рис. 4 видно, что если статическое усилие в элементе от особого сочетания нагрузки не превышает $0,5M_y$ (M_y — момент, соответствующий текучести растянутой арматуры), прогрессирующее обрушение происходить не будет и нет необходимости дополнительных проверок.

На рис. 3 нанесены значения частных коэффициентов DIF , полученные по предложенной методике [15], основанной на энергетическом подходе, для исходных данных, описанных в работе [11].

Как видно, полученные результаты (значения коэффициентов DIF) достаточно хорошо совпадают с данными расчетов [11]. Однако подход, предложенный в работах [14, 15], является унифицированным и не требует выполнения базовых нелинейных динамических



1 — статическая диаграмма; 2 — динамическая диаграмма
 θ_y — угол поворота, соответствующий текучести растянутой арматуры; θ_{tot} — угол полного поворота;
 θ_{pi} — угол пластического поворота

Рис. 4. К определению динамического коэффициента в нелинейных расчетах

расчетов систем с одной степенью свободы в процессе калибровки частных коэффициентов.

2 В КАКИХ СЛУЧАЯХ СЛЕДУЕТ ПРИМЕНЯТЬ АТ-МЕТОД

В соответствии с требованиями, изложенными в [2], метод альтернативных траекторий следует применять в следующих случаях:

- если вертикальный конструктивный элемент не обеспечивает требуемого сопротивления для восприятия вертикального связевого усилия и необходимо выполнить проверку способности конструктивной системы переносить нагрузки, расположенные выше разрушенного (поврежденного) вертикального конструктивного элемента (конструктивные системы класса 2Б); таким образом, удалением элементом является вертикальный элемент с дефицитом сопротивления;

- если выполняется расчет конструктивных систем, к которым предъявляются требования высокого уровня защиты (к ним относятся конструктивные системы 3-го класса). В этом случае выполняется вынужденное удаление отдельных вертикальных конструктивных элементов по правилам, изложенным в [2].

Другими словами, расчетный АТ-метод (или расчетная стратегия согласно [2]) принимается в том случае:

- если нет возможности предотвратить реализацию особого события, запускающего (инициирующего) прогрессирующее обрушение, но
- существуют возможности избежать или ограничить в допустимых пределах последующие разрушения и повреждения, развивающиеся в конструктивной системе после реализации особого события.

3 НЕКОТОРЫЕ ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ АТ-МЕТОДА ДЛЯ ПРОВЕРОЧНЫХ РАСЧЕТОВ МОДИФИЦИРОВАННЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ

3.1 Расчетные процедуры и расчетные критерии

3.1.1 Общие требования

Для всех типов расчетных процедур, приведенных ниже (линейный статический (LS), нелинейный статический (NLS) и нелинейный динамический (NLD)), модифицированная конструктивная система здания признается конструкционно адекватной для восприятия особых воздействий, если в ней не найдено ни одного

главного или второстепенного элемента, компонента или соединения, для которого будут превышены критерии, представленные в соответствующих разделах настоящей статьи для определенных типов расчетов.

Если расчетом выявлено, что для любого элемента, компонента или соединения установленные критерии превышены, считается, что конструктивная система не удовлетворяет требованию устойчивости к прогрессирующему обрушению и должна быть либо перепроектирована полностью, либо должно быть произведено усиление элементов, компонентов или соединений, для которых превышаются установленные критерии соответствия.

В отличие от требований, изложенных, например в [4–9], представленные подходы не содержат в качестве критерия ограничения области обрушения. Как было показано ранее, в том числе и в работе автора статьи [19], нормирование размеров области обрушения в ряде случаев носит субъективный характер. Безусловно, опираясь на критерии, приведенные в СТБ ИСО 2394 [20] или ТКП ЕН 1990 [12], для конкретного здания возможно рассчитать допустимые границы области разрушения исходя из допустимых последствий (экономических и неэкономических) реализации особого события, режимов эксплуатации, планируемых защитных мероприятий.

3.1.2 Линейный статический анализ

Ограничения в применении линейного статического анализа

Как следует из рекомендаций, представленных в [2], линейный статический анализ следует применять только в том случае, если в проверяемой конструктивной системе не выявлены нерегулярности.

При этом конструктивную систему следует классифицировать как нерегулярную, если она характеризуется следующими признаками:

- 1) имеют место разрывности в передаче вертикальных и горизонтальных усилий основными несущими элементами конструктивной системы, включая главные элементы, выступающие за пределы здания (выносные элементы). Простейшие примеры показаны на рис. 5;
- 2) отношение жесткостей и/или расчетных сопротивлений соседних конструктивных элементов, примыкающих к разным граням колонны наружного ряда, за исключением угловых колонн, составляет менее 50 %. Например:
 - а) длины смежных пролетов отличаются более чем на 20 %;
 - б) балки, примыкающие к колоннам с разных сторон, имеют значительную разницу в высоте и/или расчетном сопротивлении;
 - в) прочность и/или жесткость соединения существенно отличается для смежных элементов, примыкающих к разным граням колонны;
- 3) отношение жесткостей и/или расчетных сопротивлений смежных стен, примыкающих с одной и другой

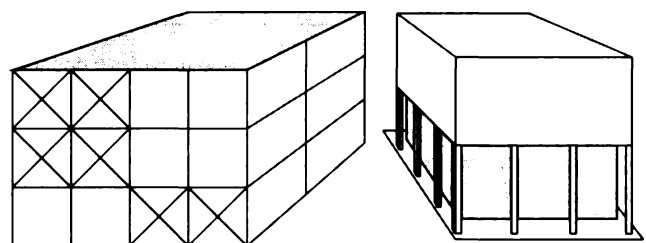


Рис. 5. Простейшие примеры нерегулярных конструктивных систем

стороны к рассматриваемой наружной стене, составляет менее 50 % для всех этажей анализируемой конструктивной системы;

4) вертикальные несущие элементы конструктивной системы не являются параллельными главным ортогональным осям здания. Например, здания с наклонными стенами или элементами каркаса.

В случае если конструктивная система классифицируется как нерегулярная, следует выполнять проверку так называемого коэффициента требуемой несущей способности DCR (англ. *Demand Capacity Ratio*) по формуле

$$DCR = \frac{E_{d,lim}}{R_d} \leq 2,0, \quad (5)$$

где $E_{d,lim}$ — расчетное значение эффекта воздействия (момента, продольной и поперечной сил), установленное из линейно-упругого расчета модифицированной конструктивной системы с удаленным несущим элементом. При определении эффектов воздействий следует пользоваться особым сочетанием по выражению (6);

R_d — расчетное сопротивление конструктивного элемента в анализируемом сечении, определенное с учетом повышающих коэффициентов, вводимых к расчетным характеристикам свойств материалов.

В случае если для любого конструктивного элемента или соединения нерегулярной конструктивной системы условие (5) не выполняется, линейный статический расчет в особой расчетной ситуации выполнять не рекомендуется. Следует отметить, что коэффициент DCR является некоторым условным индикативным показателем, характеризующим работу конструктивной системы. Так, если значение DCR не превышает 1,0, — это позволяет утверждать, что элементы конструктивной системы работают преимущественно в упругой стадии (если пользоваться упрощенной, но в ряде случаев

достаточной аппроксимацией зависимости "усилие — перемещение" в виде двухлинейной диаграммы, см. рис. 4).

Расчетная модель

При выполнении расчетов усилий и перемещений в модифицированных конструктивных системах следует применять пространственную расчетную модель. Применение плоских 2-D моделей для проверок живучести конструктивной системы в особой расчетной ситуации не рекомендуется.

При составлении расчетной модели рекомендуется учитывать эффективные жесткости и сопротивления только главных конструктивных элементов¹ и компонентов системы. При этом следует убедиться в том, что расчетная модель конструктивной системы включает (содержит) достаточное количество деталей для корректного описания путей передачи вертикальных нагрузок от покрытий и перекрытий на основные конструктивные элементы модифицированной конструктивной системы.

Эффективные жесткости следует в общем случае определять как секущие жесткости в точке диаграммы "усилие — перемещение" (например, для изгибаемых элементов чаще всего "момент — кривизна"), соответствующей достижению текучести растянутой арматуры. Эффективные жесткости для различных типов конструктивных элементов и соединений допускается принимать по таблице 3, позаимствованной из [3].

После выполнения статических расчетов следует произвести проверку главных и второстепенных элементов по установленным критериям для соответствующего случая нагружения (см. выражения (10) и (11)).

Если при составлении расчетной модели второстепенные элементы не были в нее включены, то действующие в них усилия и деформации могут быть рассчитаны по перемещениям главных элементов конструктивной системы. В случае если выполняется перерасчет модели с учетом второстепенных элементов, их жесткости и сопротивления следует принимать равными или близкими к нулю.

Таблица 3. Значения эффективных жесткостей железобетонных элементов, применяемые при линейных расчетах согласно [3]

Элемент	Жесткость		
	изгибная	при срезе	осевая
Балка:			
без предварительного напряжения	$0,5E_{cm}J$	$0,4E_{cm}A_w$	—
с предварительным напряжением	$E_{cm}J$	$0,4E_{cm}A_w$	—
Колонна:			
сжатая при $N_d \leq 0,2A_{col}f_{cd}$	$0,7E_{cm}J$	$0,4E_{cm}A_w$	$E_{cm}A_{col}$
сжатая при $N_d \geq 0,3A_{col}f_{cd}$ или растянутая	$0,5E_{cm}J$	$0,4E_{cm}A_w$	E_sA_s
Стена:			
работающая без трещин	$0,8E_{cm}J$	$0,4E_{cm}A_w$	E_cA_h
работающая с трещинами	$0,5E_{cm}J$	$0,4E_{cm}A_w$	E_cA_h
Обозначения: J — момент инерции сечения, определяемый без учета армирования; $A_w = b_w i$; A_{col} — площадь сечения колонны; A_h — площадь горизонтальной проекции стены; E_{cm} — модуль упругости бетона соответствующего класса; f_{cd} — расчетное сопротивление бетона соответствующего класса.			

¹ Элементы, обеспечивающие способность конструктивной системы противостоять обрушению при удалении вертикального несущего элемента, определяют как основные или главные элементы (компоненты). Все остальные элементы и компоненты конструктивной системы следует рассматривать как второстепенные. Например, связевые элементы пространственной рамы могут рассматриваться как второстепенные.

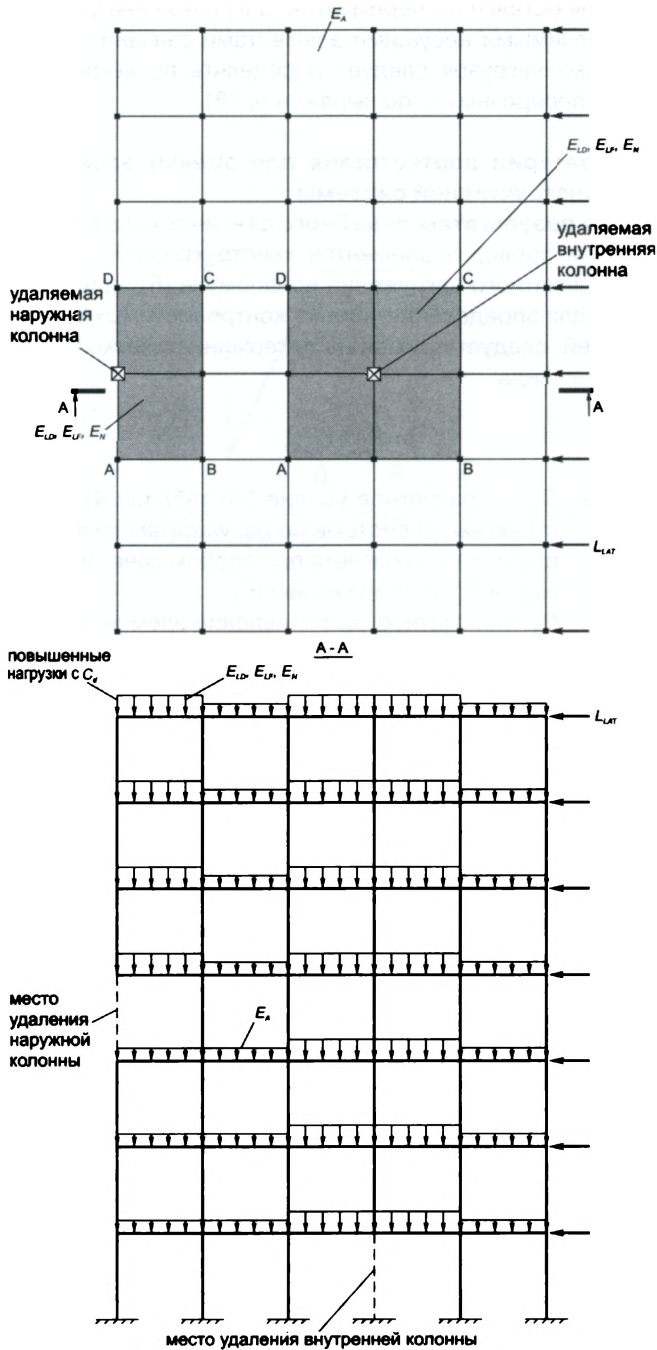


Рис. 6. Распределение нагрузок на перекрытия и покрытия каркасных зданий

В результате расчета получают только деформированное состояние второстепенных элементов.

Поперечную устойчивость и "P-Δ"-эффекты в элементах конструктивной системы следует учитывать путем приложения к конструктивным элементам системы горизонтальных (поперечных) нагрузок, значения которых согласно [2] могут быть определены по выражению (8).

При выполнении линейных статических расчетов нагружение конструктивной системы в соответствии с расчетными схемами, показанными на рис. 6, 7, производится за один шаг.

Особые сочетания воздействий при линейных статических расчетах (LS)

При выполнении линейных статических расчетов следует произвести анализ отдельно двух случаев нагружения:

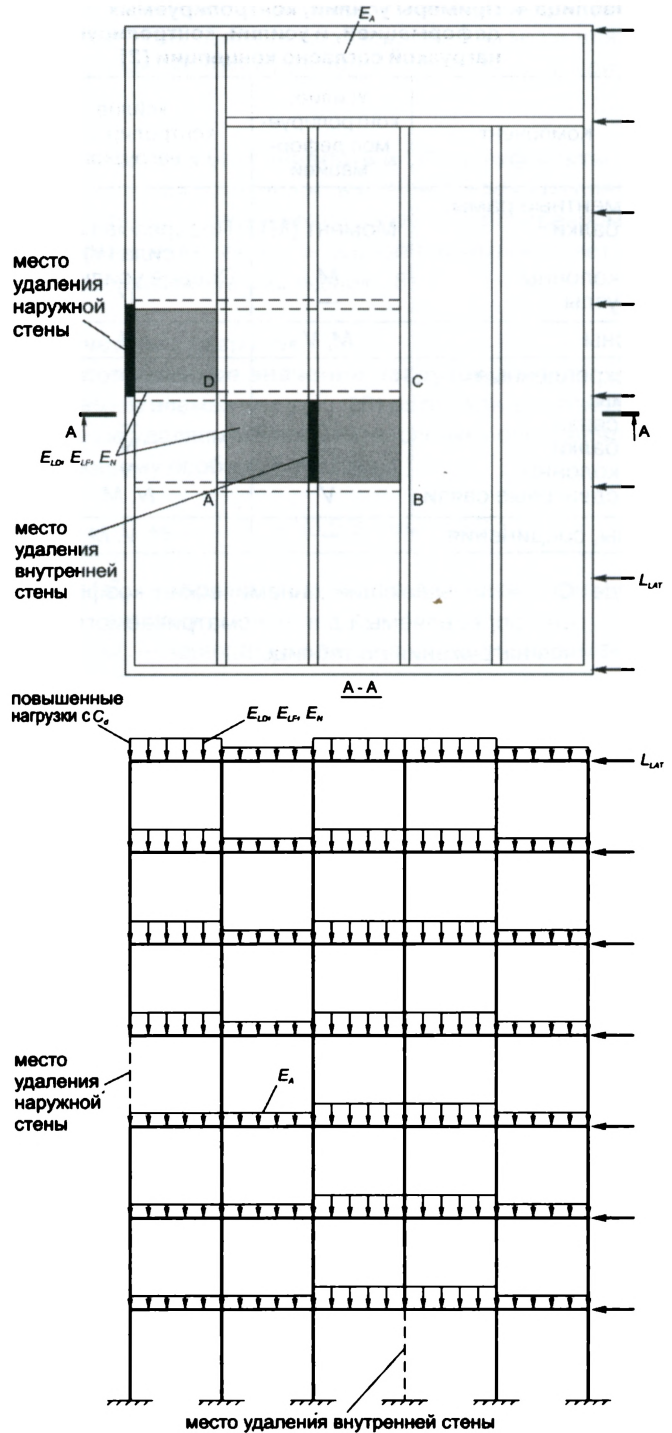


Рис. 7. Распределение нагрузок на перекрытия в зданиях с несущими стенами

а) для анализа усилий, контролируемых деформациями;

б) для анализа усилий, контролируемых нагрузками.

Примечание — Классификация усилий, контролируемых деформациями и контролируемых нагрузками, приведена в таблице 4.

а) Случай нагружения для расчета усилий, контролируемых деформациями

Повышенные значения вертикальной нагрузки для участков перекрытия или покрытия, располагающихся над удаляемым конструктивным элементом системы, следует определять из сочетания (см. рис. 6, 7):

$$E_{LD} = C_{LD} \cdot \left[\sum_{j=1}^n G_{k,j} + (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{p=1}^m \psi_{2,p} \cdot Q_{k,p} \right], \quad (6)$$

Таблица 4. Примеры усилий, контролируемых деформацией, и усилий, контролируемых нагрузкой согласно концепции [2]

Компонент	Усилие, контролируемое деформацией	Усилие, контролируемое нагрузкой
Моментные рамы: балки	Момент (M)	Перерезывающая сила (V)
колонны узлы	M —	Осевое усилие (N) V
Стены	M, V	N
Раскрепленные рамы: связи	N	—
балки	—	N
колонны	—	N
сдвиговые связи	V	N, M
Узлы, соединения	—	N, V, M

где C_{LD} — повышающий динамический коэффициент, определяемый для рассматриваемого случая нагружения по таблице 5.

Для остального перекрытия (покрытия) вне участков с удаляемым несущим элементом значения вертикальных нагрузок следует определять из сочетания (см. рис. 6, 7)

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7)$$

Горизонтальная (поперечная) нагрузка определяется по формуле

$$E_{LAT} = 0,002 \sum P, \quad (8)$$

где P — суммарное значение характеристических постоянных и переменных вертикальных нагрузок на данный этаж, принимаемых без учета повышающих динамических коэффициентов.

б) Случай нагружения для определения усилий, контролируемых нагрузкой

Повышение значения вертикальной нагрузки для участков перекрытия или покрытия, располагающихся непосредственно над удаляемым элементом конструктивной системы, следует определять из сочетания (см. рис. 6, 7)

$$E_{LF} = C_{LF} \cdot \left[\sum_{j=1}^n G_{k,j} + (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right], \quad (9)$$

где C_{LF} — повышающий коэффициент, определяемый для рассматриваемого случая по таблицам 1, 2.

Таблица 5. Значения повышающих динамических коэффициентов при выполнении линейных статических расчетов

Конструктивная система	Повышающий динамический коэффициент	
	для определения усилий, контролируемых деформациями, C_{LD}	для определения усилий, контролируемых нагрузками, C_{LF}
Железобетонное каркасное здание	$1,2m_{LF} + 0,8$	2,0
Здание с несущими стенами	$2,0m_{LF}^1$	2,0

¹ m_{LF} — наименьшее значение из коэффициентов "m" для основных конструктивных элементов, непосредственно примыкающих кверху удаляемого элемента. Значения коэффициентов "m" следует принимать по таблицам 1, 2.

Для остального перекрытия (покрытия) вне участков с удаляемыми несущими элементами значения вертикальных нагрузок следует определять по выражению (7), а поперечных — по выражению (8).

Критерии соответствия для оценки элементов конструктивной системы

по результатам линейного статического расчета

При проверке элементов конструктивной системы для расчетного нагружения по формуле (6), применяемого для определения усилий, контролируемых деформацией, следует применять детерминистическое неравенство вида

$$m \cdot R_d \geq Q_{UD}, \quad (10)$$

где Q_{UD} — расчетное усилие (по таблице 4) в конструктивной системе по результатам линейного статического расчета при особом сочетании нагрузок E_{LD} по выражению (6);

R_d — расчетное сопротивление элемента в рассматриваемом сечении, определяемое по действующим ТНПА, с учетом повышающих коэффициентов, например, по [16];

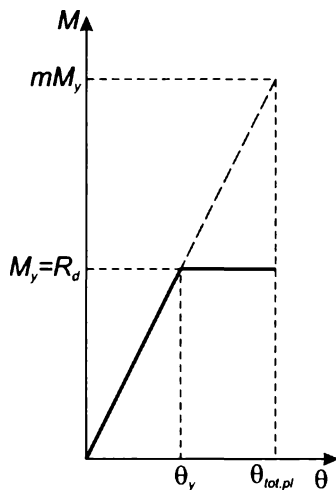
m — конструкционный коэффициент, модифицирующий расчетное сопротивление элемента, величину которого рекомендовано принимать, например, по таблицам 1, 2.

При проверке элементов конструктивной системы для расчетного нагружения по выражению (9) следует применять детерминистическое неравенство вида

$$R_d \geq Q_{UF}, \quad (11)$$

где Q_{UF} — расчетное усилие (по таблице 4) в конструктивном элементе, полученное по результатам линейного статического расчета при особом сочетании нагрузок E_{LF} по выражению (9).

Следует сделать замечание по поводу модифицированного конструкционного коэффициента "m", участвующего как в определении повышающего коэффициента C_{LF} к особому сочетанию нагрузок (см. таблицы 1, 2), так и к расчетному сопротивлению R_d в выражении (10). Согласно [3], в общем случае коэффициент "m" определяется как отношение предельного пластического угла поворота (или кривизны) к углу поворота (кривизне) в момент достижения текучести в растянутой арматуре. Для простейшего случая двухлинейной диаграммы "M — θ " геометрический смысл коэффициента проиллюстрирован на рис. 8. По существу, это некий способ учесть при выполнении линейного статического расчета (LS) нелинейное поведение элемента, в котором контролируются деформации и исключено их хрупкое разрушение.



M_y — момент, соответствующий началу текучести в растянутой арматуре;

$$m = \frac{\theta_{tot.pl}}{\theta_y}$$

Рис. 8. Иллюстрация для модифицирующего конструктивного коэффициента "m" для изгиба

Кроме того, в определенной степени, нелинейное поведение конструктивной системы может быть учтено при выполнении линейных статических расчетов с врезкой пластических шарниров [4].

3.1.3 Нелинейный статический анализ (NLS)

Моделирование конструктивной системы

При выполнении нелинейного статического анализа следует применять пространственную расчетную модель конструктивной системы. Плоские (2-D) расчетные, как и в случае линейных статических расчетов, применять не рекомендуется.

Включение в расчетную модель второстепенных элементов и компонентов является выборочным. Однако если второстепенные элементы включены в расчетную схему, то их следует также проверить после расчета на выполнение установленных деформационных критериев.

Для каждого из элементов и компонентов расчетной модели должны быть заданы зависимости, связывающие, как правило, усилия и деформации, моделирующие их нелинейное поведение при нагружении. Рекомендуемые типы общих зависимостей, связывающих усилие и перемещение, показаны на рис. 9, а их

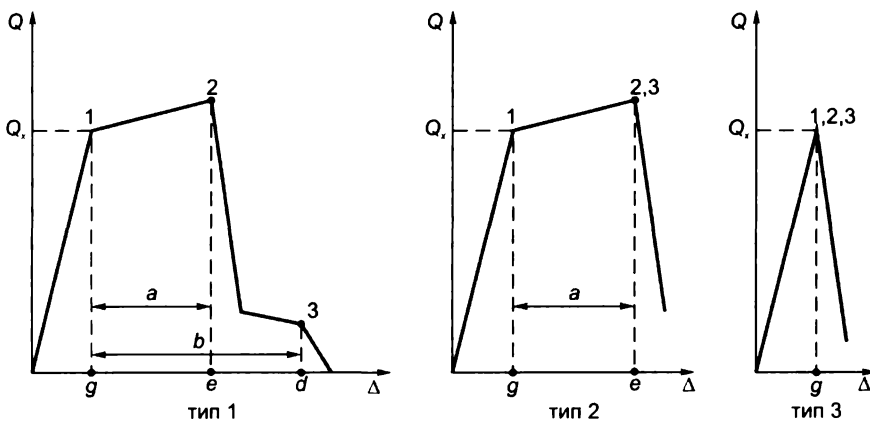


Рис. 9. Типы рекомендуемых зависимостей "Q—Δ" для описания нелинейного поведения элементов при использовании моделей "усилие, контролируемое перемещением" (тип 1 и тип 2, $e \geq 2g$) и "усилие, контролируемое нагрузкой" (тип 3)

параметрические точки следует, как правило, определять расчетом. Допускается принимать значения параметрических точек диаграмм, показанных на рис. 9, по таблицам 6, 7.

Поперечная устойчивость и "P—Δ"-эффекты

Поперечная устойчивость и "P—Δ"-эффекты следует учитывать путем приложения нагрузок в поперечном направлении, включаемых в особое расчетное сочетание и определяемых по выражению (8).

Сочетания нагрузок

а) **повышенное значение нагрузок** для участков с удаляемым элементом (рис. 10) на этажах, расположенных выше удаляемого элемента, следует определять по следующему особому сочетанию

$$E_N = C_{dN} \cdot [G_k + (0,5Q_k \text{ или } 0,5S_k)], \quad (12)$$

где G_k — характеристическое значение постоянных нагрузок;

Q_k — характеристическое значение переменных нагрузок;

S_k — характеристическое значение снеговой нагрузки;

C_{dN} — повышающий динамический коэффициент для нагрузок, значения которого для данного сочетания могут быть приняты по таблице 8 в зависимости от контролируемых критериев;

б) **нагрузки, действующие на перекрытие (покрытие) вне участка прогнозируемого обрушения** (см. рис. 6, 7), следует определять по следующему сочетанию

$$E = G_k + (0,5Q_k \text{ или } 0,5S_k); \quad (13)$$

в) **поперечные нагрузки**, прикладываемые с каждой стороны здания по главным направлениям (по одному направлению с одной стороны за один раз), следует включать в особые расчетные сочетания (12) и (13), а их значения определять по формуле

$$L_{LAT} = 0,002 \sum P, \quad (14)$$

где P — то же, что в формуле (8).

Числовые значения динамического повышающего коэффициента при нелинейных квазистатических расчетах

Значения динамического повышающего коэффициента при выполнении нелинейных статических расчетов следует определять для элементов и компонентов по методике, изложенной в [12, 14], либо принимать по таблице 8.

При определении повышающего динамического коэффициента для конструктивной системы в целом при использовании таблицы 8 следует принимать наименьшее значение отношения θ_{pl}/θ_y для всех основных (главных) элементов, соединений

Таблица 6. Параметры для нелинейного моделирования и критерии соответствия для железобетонных балок согласно [3]

Условие		Параметры моделирования			Критерии соответствия	
		Угол пластического поворота, рад		Коэффициент остаточной прочности	Угол пластического поворота, рад	
		a	b		Компоненты, элементы	
				c	Главные	Второстепенные
1. Балки. Сопротивление, контролируемое прогибом						
$\frac{\rho_l - \rho'_l}{\rho_{bal}}$	Поперечная арматура	$\frac{V}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}$				
≤ 0	C	≥ 3	0,063	0,10	0,2	0,063 0,10
≤ 0	C	≥ 6	0,050	0,08	0,2	0,050 0,08
$\geq 0,5$	C	≤ 3	0,050	0,06	0,2	0,038 0,04
$\geq 0,5$	C	≤ 6	0,038	0,04	0,2	0,038 0,04
≤ 0	NC	≤ 3	0,050	0,06	0,2	0,050 0,06
≤ 0	NC	≥ 6	0,025	0,03	0,2	0,050 0,06
$\geq 0,5$	NC	≤ 3	0,025	0,03	0,2	0,025 0,03
$\geq 0,5$	NC	≥ 6	0,013	0,02	0,2	0,013 0,02
2. Балки. Сопротивление, контролируемое срезом						
Шаг хомутов $\leq d/2$			0,003	0,02	0,2	0,002 0,010
Шаг хомутов $> d/2$			0,003	0,01	0,2	0,002 0,005
3. Балки. Сопротивление, контролируемое соединением "балка – колонна"						
—			0,015	0,03	0,2	0,010 0,020
Примечания:						
1. Условие "C" — если в зоне образования пластического шарнира поперечные стержни установлены с шагом $s \leq d/3$.						
2. $\rho_{bal} = 0,85\beta_1 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \frac{E_s \cdot \epsilon_{cu}}{E_s \cdot \epsilon_{cu} + f_{yk}}$; $\beta_1 = 0,85$.						

Таблица 7. Параметры для нелинейного моделирования и критерии соответствия для плит, работающих в двух направлениях, и соединений плит с колоннами согласно [3]

Условие		Параметры моделирования			Критерии соответствия	
		Угол пластического поворота, рад		Коэффициент остаточной прочности	Угол пластического поворота, рад	
		a	b		Компоненты, элементы	
				c	Главные	Второстепенные
1. Плиты. Сопротивление, контролируемое изгибом; соединение "плита – колонна"						
$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$	Неразрезность арматуры					
$\leq 0,2$	Да	0,05	0,10	0,20	0,050	0,100
$\geq 0,4$	Да	0	0,04	0,20	0	0,080
$\leq 0,2$	Нет	0,02	0,02	—	0,015	0,015
$\geq 0,4$	Нет	0	0	—	0	0
2. Плиты. Сопротивление, контролируемое неадекватным соединением "плита – колонна"						
—		0,015	0,03	0,20	0,010	0,020

расчетной модели, попадающих или примыкающих к предполагаемой площади обрушения, с повышающими значениями вертикальных нагрузок (см. рис. 6, 7).

Примечание — Например, для всех главных элементов, соединений, которые попадают или соприкасаются с выделенным участком с периметром ABCD (см. рис. 6, 7), следует определить значение повышающего динамического коэффициента и выбрать из них большее.

Процедура нагружения

Нагружение расчетной модели следует производить пошагово, применяя как минимум десять этапов до достижения полного значения расчетной нагрузки.

Применяемые вычислительные комплексы должны обеспечивать возможность пошагового приращения нагрузки и выполнения итерационных процедур нелинейного расчета на каждом этапе нагружения. Переход к следующему этапу нагружения следует производить только после завершения итерационных процедур на текущем этапе. При этом предпочтительно выполнять удаление ключевого элемента, стартуя от так называемого деформированного состояния конструктивной системы.

Хотя результаты численных исследований, представленных в работе [11], показывают, что различие в максимальных перемещениях и усилиях

при расчетах "недеформированных" и "начально-деформированной" систем в редких случаях превышает 10%–15%.

Критерии соответствия при выполнении нелинейных расчетов

При выполнении контроля по деформациям (углам поворота, вертикальным перемещениям) главные элементы и компоненты в общем случае должны удовлетворять критериям, представленным в таблицах 6, 7, либо общим критериям, приведенным в таблице 9.

При контроле по усилиям (усилия, контролируемые нагрузками) должны выполняться требования метода частных коэффициентов в соответствии с действующими ТНПА.

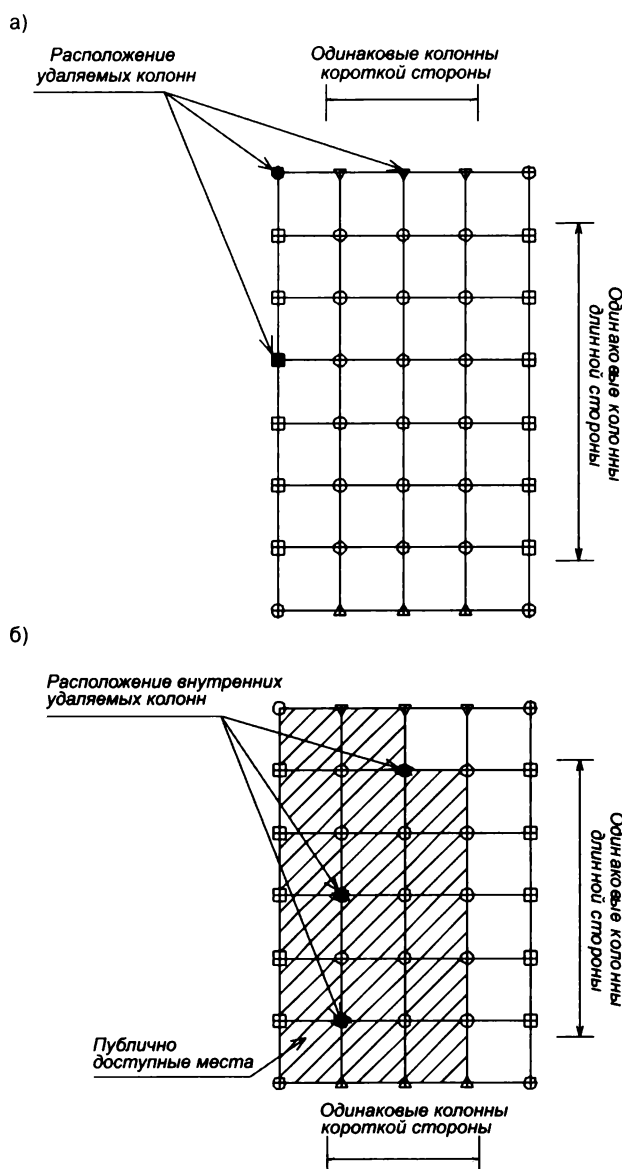


Рис. 10. Схема вынужденного удаления колонн

Некоторые замечания о выполнении нелинейных динамических расчетов

Моделирование конструктивной системы следует производить как в случае нелинейного статического расчета.

Расчетное сочетание нагрузок при выполнении нелинейных динамических расчетов следует принимать по выражению (13) без учета повышающих динамических коэффициентов для всей площади нагружаемого перекрытия.

Следует учитывать поперечные нагрузки, действующие на конструктивную систему по выражению (14).

При выполнении нелинейных динамических расчетов следует убедиться в том, что в применяемом программном продукте данная процедура реализована и дает адекватный результат для конструкций, выполненных из железобетона. Процедура нагружения, как правило, должна быть принята в соответствии с возможностями программы. В общем случае рекомендуется производить пошаговое монотонное и пропорциональное увеличение вертикальных и горизонтальных нагрузок до достижения равновесия в элементах исходной расчетной модели, в которой не произведено удаление элементов (колонн или несущих стен).

После достижения состояния равновесия производится внезапное удаление колонны или несущей стены. Время, в течение которого выполняется удаление, рекомендуется принимать от $1/20T_s$ до $1/200T_s$ (где T_s — период собственных колебаний) в зависимости от типа элемента (формы колебаний). Коэффициент демпфирования рекомендуется принимать 1%. Следует отметить, что динамические параметры необходимо уточнять в каждой расчетной ситуации.

4 ПРАВИЛА УДАЛЕНИЯ ГЛАВНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

4.1 Пределы удаления конструктивных элементов

4.1.1 Вертикальные элементы с недостаточным сопротивлением

Для каждой колонны, не обладающей требуемым расчетным сопротивлением, для восприятия вертикального связевого усилия, производят удаление участка колонны длиной, равной расстоянию в свету между элементами, обеспечивающими ограничение перемещений верха колонны в поперечном направлении.

Примечание — При составлении расчетных моделей конструктивной системы следует принимать, что конструктивные элементы перекрытия (балки, контурные балки, плиты) проходят непрерывно над местами, где располагалась внутренняя и наружная удаляемые колонны.

Для каждой несущей стены, которая не обеспечивает требуемого расчетного сопротивления для восприятия вертикального связевого усилия, следует произвести удаление участка стены длиной, равной двойной

Таблица 8. Значения повышающих динамических коэффициентов $C_{дн}$ для нелинейных расчетов [2]

Материал	Тип конструкции	$C_{дн}$
Железобетонная конструкция	Рамный каркас	$1,04 + 0,45 / (\theta_{pl} / \theta_y + 0,48)$
	Конструктивная система с несущими стенами	2,0

Таблица 9. Критерии ограничения деформаций для железобетонных конструкций [2]

Компонент или элемент конструктивной системы	Класс здания по таблице 5.1			
	2Б		3	
	Деформативность μ	Угол поворота θ , град	Деформативность μ	Угол поворота θ , град
Плиты и балки, работающие без мембранного эффекта¹				
Элементы с одиночным и двойным армированием без поперечной арматуры ²	—	3°	—	2°
Элементы с двойным армированием и поперечной арматурой ³	—	6°	—	4°
Плиты и балки, работающие с мембранным эффектом¹				
Нормальное соотношение: $L/h \geq 5$	—	20°	—	12°
Высокие балки: $L/h < 5$	—	12°	—	8°
Сжатые элементы⁴				
Несущие стены	3	—	2,0	—
Колонны	1	—	0,9	—
¹ Мембранный эффект реализуется в элементах, имеющих ограничение горизонтальных (продольных) перемещений. ² Элементы с двойным армированием — арматура располагается у наиболее сжатой и наиболее растянутой граней. ³ Количество поперечной арматуры — не менее, чем определяется минимальным коэффициентом поперечного армирования по СНБ 5.03.01. ⁴ Деформативность μ является отношением полного осевого укорочения элемента к его упругому укорочению.				

высоте этажа в свету (H), если длина стены более $2H$ (H — высота стены в свету). Если длина стены с недостаточным расчетным сопротивлением составляет менее $2H$ — производится удаление всей стены.

Примечание — Если стена имеет разрывности (например, проемы для окон и дверей), то эти разрывности включаются в общую длину стены.

4.1.2 Конструктивные элементы в зданиях классов 2Б и 3

Для каждой из рассматриваемых в анализе удаляемых колонн производится удаление участка длиной, равной расстоянию в свету между элементами, раскрепляющими колонну и ограничивающими ее перемещения в поперечном направлении.

Для каждой удаляемой несущей стены, рассматриваемой при анализе модифицированной конструктивной системы, следует произвести удаление участка длиной, равной двойной высоте стены в свету ($2H$) и соответственно равной высоте стены в свету между элементами, раскрепляющими верх стены в поперечном направлении.

Примечание — Удалению подвергаются только плоские участки стен. В перекрестных стенах, имеющих тавровое сечение в плане, следует удалять только элемент стены одного направления, но не весь фрагмент стены. Однако для углов наружных стен, где пересекаются одна или обе несущих стены разных (ортогональных) направлений, следует удалять участок стены длиной H (высота этажа в свету) в каждом направлении.

4.2 Расположение удаляемых элементов на плане здания

4.2.1 Вертикальные элементы с недостаточным сопротивлением

Колонны, у которых расчетное сопротивление недостаточно для восприятия вертикальных связевых усилий, удаляются в соответствии с их размещением в плане здания.

Несущие стены, имеющие недостаточное сопротивление для восприятия вертикальных связевых усилий

или участки стен, имеющие длину более $2H$, следует удалять в соответствии с их расположением на плане здания с учетом указаний, изложенных, например, в [2].

4.2.2 Наружные колонны в зданиях классов 2Б и 3

В общем случае следует производить удаление наружных колонн, расположенных в непосредственной близости к середине короткой, середине длинной сторон здания, а также в углу здания, как это показано на рис. 10а. Кроме того, следует производить удаление наружных колонн в тех местах плана здания, где наблюдаются значительные изменения в геометрии конструктивной системы, а также существенно отличаются значения нагрузок в смежных пролетах, а несущие элементы (плоские рамы) имеют разное направление. В таких случаях выбор мест, где следует выполнить дополнительное удаление наружных колонн, должен произвести конструктор, производящий оценку конструктивной системы.

Для каждого установленного положения на плане удаляемого конструктивного элемента отдельный расчет конструктивной системы следует выполнять, рассматривая модифицированную расчетную схему:

- 1) с удаленным элементом на первом этаже;
- 2) с удаленным элементом на этаже, расположенном непосредственно под покрытием (на верхнем этаже);
- 3) с удаленным элементом на этаже, расположенном в середине высоты здания;
- 4) с удаленным элементом на этаже, расположенном непосредственно над участком, где происходит стыковка колонн или изменяются размеры колонн.

Примечание — Например, если угловая колонна определена как удаляемый элемент в расчетной модели десятиэтажного здания, а стыковку колонн предполагается выполнять на третьем этаже, то расчет модифицированной системы следует производить при удаленной колонне первого этажа, пятого этажа и дополнительно — четвертого этажа (над местом стыковки колонны по высоте).

4.2.3 Внутренние колонны в зданиях классов 2Б и 3

Для зданий с подземными паркингами и другими публично доступными местами в уровне первых и цокольных этажей следует производить удаление внутренних колонн в непосредственной близости от середины короткой стороны, длинной стороны, длинной стороны и угла неконтролируемой площади, как показано на рис. 10б.

Удаляемая колонна проходит от перекрытия подземного паркинга или неконтролируемого публично доступного места до следующего перекрытия (т. е. удаляется элемент высотой на один этаж).

Внутренние колонны следует также удалять в других критических зонах внутри неконтролируемых публично доступных площадей в соответствии с решением конструктора, выполняющего расчетные проверки. Для каждого положения удаляемого элемента в плане удаление выполняется только для этажей, в которых размещаются паркинги или другие публично доступные контролируемые зоны.

4.2.4 Наружные стены в зданиях классов 2Б и 3

При выполнении расчета конструктивной системы с несущими стенами следует производить удаление как минимум фрагмента наружной стены, располагаемого в непосредственной близости к середине короткой, длинной сторон здания, а также в углу здания, как показано на рис. 11.

Для углов наружных стен, когда одна или обе пересекающихся стены являются несущими, производится удаление участка стены длиной, равной высоте этажа в свету (H) в каждом направлении. Кроме того, следует производить удаление несущих стен на участках, где наблюдается существенное изменение геометрии конструктивной системы в плане, например, при резком уменьшении длины пролетов или когда несущие элементы изменяют свое направление или здание изменяет высоту. Длину удаляемых участков стен следует принимать в соответствии с указаниями, например, [2].

Для каждого установленного положения удаляемого участка стены на плане следует выполнять расчеты модифицированной конструктивной системы:

- 1) с удаленным элементом на первом этаже выше отметки основания;
- 2) с удаленным элементом на этаже, располагаемом непосредственно ниже покрытия;
- 3) с удаленным элементом на этаже, располагаемом в середине высоты здания;
- 4) с удаленным элементом на этаже, располагаемом выше места, в котором происходит изменение размера (сечения) стены.

4.2.5 Внутренние стены в зданиях классов 2Б и 3

Для зданий классов 2Б и 3, проектируемых с подземными паркингами или имеющих публично доступные неконтролируемые площади, следует производить удаление участков внутренних несущих стен в непосредственной близости к середине короткой, длинной сторон, а так же в углу зоны с неконтролируемым публичным доступом, как показано на рис. 12.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Для проверки реакции модифицированной конструктивной системы с удаленными несущими элементами может быть применен метод альтернативных траекторий (АТ-метод). При этом прямой нелинейный динамический анализ, являющийся в ряде случаев довольно трудоемкой и дорогостоящей процедурой, может быть заменен квазистатическим линейным или нелинейным анализом. При выполнении квазистатических расчетов следует принимать во внимание правила, приведенные в настоящей статье, а результаты расчетов оценивать по соответствующим критериям.

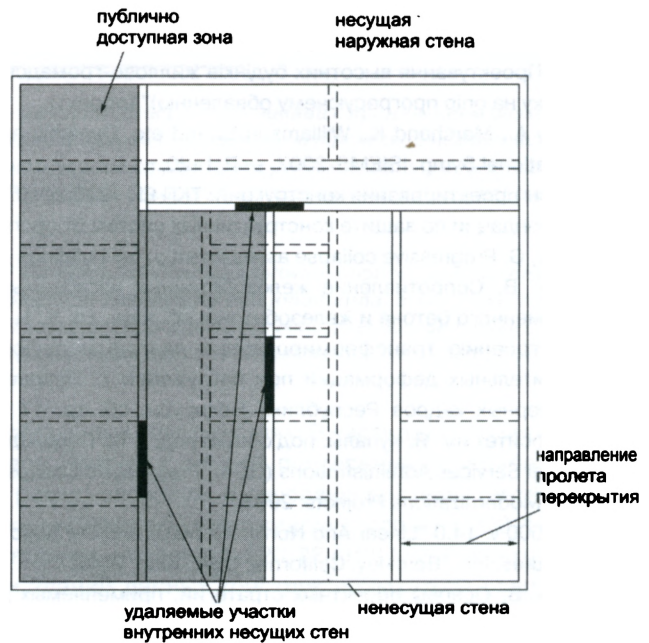


Рис. 11. Правила удаления участков внутренних несущих стен паркингов, цокольных и первых этажей в публично доступных зонах здания

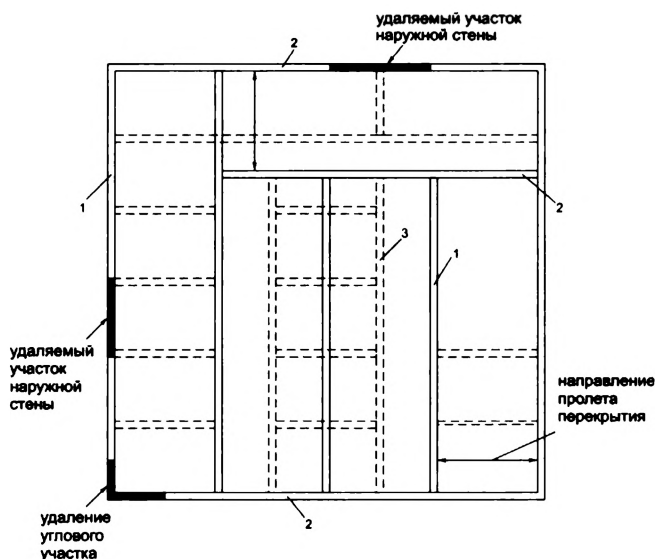


Рис. 12. Правила удаления участков наружных стен для зданий классов 2Б и 3

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ASCE 7-95. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, New-York, USA.
2. Unified Facilities Criteria — Design of Building to Resist Progressive Collapse: UFC-4-23-03. — January, 2010.
3. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA) 356, November, 2000. — 561 p.
4. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008. — Минск, 2008. — 178 с.
5. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. — Москомархитектура. — М.: ГУП НИИЦ, 2005. — 71 с.
6. Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий. — Москомархитектура. — М.: ГУП НИИЦ, 1999. — 55 с.
7. Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях. — Москомархитектура. — М.: ГУП НИИЦ, 2002. — 14 с.
8. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения. — Москомархитектура. — М.: ГУП НИИЦ, 2006. — 60 с.
9. Проектирование высотных зданий: МГСН 4.19-05. — М.: ГУП НИИЦ, 2002. — 97 с.
10. ДБН "Проектування висотних будинків житлово-громадського призначення (Приложенне Е: Методика розрахунку висотного будинку на опір прогресуючому обваленню)" (проект).
11. McKay A., Marchand K., Williamson E. and etc. Dynamic and Nonlinear Load Increase Factors for Collapse Design and Analysis/ International Symp. ISIEMS-2007. — P. 1–20.
12. Основы проектирования конструкций: ТКП ЕН 1990:2010.
13. Рекомендации по защите конструктивных систем от прогрессирующего обрушения. — Минск: БелНИИС. — 128 с.
14. Vlassis, G. Progressive collapse assessment of tall buildings / G. Vlassis. — London, 2009. — 416 p.
15. Тур, А. В. Сопротивление железобетонных изгибаемых элементов при внезапном приложении нагрузки // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. Ч. 1. Бетонные и железобетонные конструкции. — Минск. — С. 417–424.
16. К построению трансформированных диаграмм деформирования бетона и арматуры с учетом скорости изменения относительных деформаций при нагружении // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. тр. 17 Междунар. научн.-метод. семинара, Гродно // Гродненский гос. университет им. Я. Купалы: под общей ред. Т. М. Пецоляда [и др.]. — Гродно: ГрГУ, 2010. — С. 184–190.
17. General Services Administrations (GSA), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernizations Projects: 2003.
18. SAP 2000 v. 14.0 "Linear And Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, June, 2009.
19. Тур, В. В. Основы проектных стратегий, применяемых для защиты зданий от прогрессирующего обрушения / В. В. Тур, А. В. Тур, Д. М. Марковский // Строительная наука и техника. — 2007. — № 6. — С. 11–27.
20. Общие принципы обеспечения надежности строительных конструкций: СТБ ИСО 2394 (ISO 2394). — Минск: БелНИИС, 2007. — 97 с.

Статья поступила в редакцию 05.10.2010.