

ЖИВУЧЕСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ

Введение. В последние годы существенно возрос интерес к проблеме обеспечения живучести (жизнестойкости, англ. *robustness*) строительных конструкций в особых расчетных ситуациях. До недавнего времени термин “живучесть” использовался, в основном, применительно к объектам машиностроения и ряду инженерных систем (например систем тепло-, газо- и электроснабжения). При этом “под живучестью понимали свойство объекта, состоящее в его способности противостоять развитию критических отказов из-за дефектов и повреждений при установленной системе технического обслуживания и ремонта, или свойство объекта сохранять ограниченную работоспособность при наличии дефектов или повреждений определенного вида, а так же при отказе некоторых компонентов или повреждении определенного вида, а так же при отказе некоторых компонентов” [1].

Определение свойства живучести конструкции введено в [22]. В соответствии с [22] живучесть (*robustness*) – свойство конструкции противостоять таким событиям, как пожар, взрыв, удар или результат человеческих ошибок, без возникновения повреждений, которые были бы непропорционально причине, вызвавшей повреждения. И в соответствии с п. 3.3 [22] одной из стратегий для ограничения масштабов локального разрушения является применение расчетных и конструктивных правил, обеспечивающих приемлемую живучесть конструкции (например, применение связей во всех трех направлениях для обеспечения дополнительной целостности или минимального уровня деформативности строительных элементов, подверженных удару).

К этой проблеме непосредственно примыкает обеспечение устойчивости конструкции зданий и сооружений к “прогрессирующему” разрушению при запроектных аварийных воздействиях. Под “прогрессирующим” (или “лавинообразным”) разрушением понимается “последовательное разрушение несущих строительных конструкций и основания, приводящее к обрушению всего сооружения или его частей” [2].

Внесение в технические нормативно-правовые акты положений о необходимости учета при проектировании этой проблемы вызывает у некоторых специалистов возражения. Эти возражения, в основном, сводятся к тому, что требуется значительное увеличение материалоемкости конструкций и, вообще, проблема еще мало изучена и еще мало привлекается к ней внимание проектировщиков. Основная причина сложности данной проблемы заключается, по-видимому, в невозможности обеспечения абсолютной защиты конструкций, поскольку при стремлении свести вероятность разрушения конструкции к нулю ее стоимость будет возрастать до бесконечности. Как следствие, дискуссии вызывают следующие вопросы, не имеющие общепризнанного решения:

- какие объекты следует проектировать с учетом возможного возникновения особых расчетных ситуаций и как назначать требуемый уровень надежности для сооружения в таких условиях?
- какие виды и параметры неидентифицированных особых воздействий необходимо учитывать при проектировании объектов данного класса?
- насколько достаточны предложенные в нормативных документах меры, обеспечивающие защиту конструкций от особых воздействий и устойчивости против прогрессирующего обрушения?
- каким образом выполнять расчет и какие виды расчетных проверок предельных состояний при особых воздействиях требуется выполнять?

1. Требования нормативных документов. Проблема обеспечения живучести сооружения в чрезвычайных ситуациях изучается уже давно [6], и серьезные исследования в этой области проводятся

примерно с 1990 г. Так, в [7] приведен глубокий анализ этой проблемы, а в перечне ссылок приводится более 50 работ, непосредственно примыкающих к рассматриваемому вопросу. Проводятся соответствующие исследования и в СНГ [8-19]. В результате этих исследований сделаны рекомендации, касающиеся установления параметров аварийных воздействий и конструктивных мероприятий, препятствующих прогрессирующему разрушению. Эти рекомендации учтены в проекте ДБН “Проектування висотних будинків житлового призначення (приложение Е “Методика розрахунку висотного будинку на опір прогресуючому обваленню”, носящее рекомендательный характер) и, в основном, сводится к следующему:

- особые воздействия применяются в виде стартовых локальных разрушений конструкции, для которых определены рекомендуемые ограничения: в частности, вертикальные элементы на одном этаже могут быть разрушены на площади не более 80 м², а общая площадь сечения разрушенных вертикальных элементов не должна превышать 0,9 м²;
- поскольку особая расчетная ситуация характеризуется очень малой вероятностью и небольшой продолжительностью, а также требуемая продолжительность обеспечения несущей способности сооружения ограничена, расчет конструкции в этом состоянии должен выполняться на действие особого сочетания нагрузок только по предельным состояниям, несущей способности, т.е. допускаются большие перемещения, чрезмерное ненормированное раскрытие трещин, которые могут привести к потере эксплуатационных качеств, не нарушив при этом общую несущую способность конструкции;
- предпочтения следует отдавать конструктивным решениям, превышающим степень “неразрезности” и статической неопределимости системы здания;
- конструктивные элементы, узлы и их соединения должны быть запроектированы так, чтобы было исключено хрупкое разрушение. Эти рекомендации направлены на то, чтобы в результате возможных больших перемещений конструкция могла приспособиться к новой ситуации, изменив в некоторых случаях схему своей работы под нагрузкой.

В соответствии с ТКП 45-3.02-108-2008 “Высотные здания. Строительные нормы проектирования” [21] при выполнении расчета конструктивной системы здания прогрессирующему обрушению следует применять следующие расчетные методы (рис. 1):

- методы, направленные на обеспечение сопротивления здания, конструкции или отдельного конструктивного элемента локальному разрушению при аномальном (особом) воздействии, приложенном непосредственно к нему;
- методы, связанные с разработкой т.н. альтернативных (резервных) путей передачи усилий от нагрузки после реализации локального разрушения отдельного конструктивного элемента.

При удалении наружной колонны или стены требуется, чтобы площадь обрушения покрытия непосредственно над удаляемым элементом была не более 80 м² и не более 15 % от общей площади покрытия. Перекрытие, располагаемое ниже поврежденного элемента, не должно разрушаться. Любое разрушение не должно распространяться за пределы конструкций, играющих второстепенную роль по отношению к удаленному элементу.

При удалении внутренней колонны или стены требуется, чтобы площадь обрушения перекрытия непосредственно над удаляемым элементом должна быть не более 140 м² и не более 30 % от полной площади перекрытия. Разрушение перекрытия, расположенного ниже удаляемого элемента, не допускается.



*) низкая восприимчивость конструктивной системы к появлению особого воздействия

Рис. 1. Стратегии для особых расчетных ситуаций согласно [23]

В системе ТКП Еврокодов (ТКП EN 1990-2007; EN 1991-1-7-2009; EN 1992-1-1-2009 [22, 23, 24]) понятия прогрессирующего обрушения не введено. В соответствии с ТКП EN 1990-2007 необходимо выполнять расчет сооружения на особое воздействие A с составлением особого расчетного сочетания нагрузок. Определение особого воздействия описано в ТКП EN 1991-1-7-2009 [22]. Результатам данного расчета является конструктивная схема с достаточной живучестью здания при ограниченных повреждениях или разрушениях без полного обрушения. В соответствии с данным документом особые воздействия могут быть идентифицированными и неидентифицированными, следовательно, применяются две стратегии для ограничения последствий, описанные на рисунке 1.

Величина особого воздействия зависит от:

- мер, направленных на предотвращение или снижение результатов особого воздействия;
- вероятности возникновения идентифицированного особого воздействия;
- последствия разрушения в результате неидентифицированного воздействия;
- общественной оценки;
- уровня приемлемого риска.

Пределы допустимого локального разрушения могут быть различными для каждого типа здания. Рекомендуемым значением является 15 % площади перекрытия, но не более 100 м² на каждом из двух смежных этажей.

В США основным документом по прогрессирующему обрушению является UFC 4-023-03 [25]. Документ ориентирован, главным образом, на работу с компьютерными моделями. Разработанные стратегии определения живучести здания позволяют выполнять расчет для пространственной задачи, учитывая возможное перераспределение усилий, полученное при математическом моделировании. Определены требования для всех строительных материалов: железобетон-

ные конструкции, металлические конструкции, каменные конструкции, деревянные конструкции. Здания, в соответствии с UFC 4-023-03 [25] и UFC 3-310-01 разделены на 4 категории по назначению. В каждой категории установлены проектные требования по обеспечению работоспособности здания. Установлены три стратегии: связевых усилий, метод альтернативных усилий, увеличение местной жесткости. Метод связевых усилий рассматривает здание как пространственную систему с вертикальными, периметрическими, внутренними продольными и поперечными связями.

Метод альтернативных траекторий передачи усилий определяет возможности конструктивной системы здания перераспределить усилия при изменении расчетной схемы сооружения из-за локального разрушения одного конструктивного элемента. В документе описаны расчетные сочетания усилий при выполнении различных видов расчетов: линейный статический расчет, нелинейный статический расчет, нелинейный динамический расчет и приведены правила определения грузовых площадей для расчетной схемы с удаленными элементами. При выполнении линейно-статического и нелинейно-статического расчетов применяется коэффициент динамичности, который зависит от типа расчета, от конструктивной схемы и используемого материала. Горизонтальная нагрузка, прикладываемая к зданию, определяется в долях от вертикальной нагрузки: $0,002\Sigma P$. Так же в зависимости от категории здания необходимо выполнить требования раздела по увеличению местной жесткости колонн, стен и конструкций перекрытий.

2. Рекомендация расчетных проверок предельных состояний в особых расчетных ситуациях. Расчет конструкций на устойчивость к прогрессирующему разрушению рекомендуется проводить по следующей схеме. На первом этапе выполняют расчет конструкции в эксплуатационной стадии, предшествующей локальному разрушению, с учетом физической и геометрической нелинейности.

к нагрузкам, при максимальном перемещении определяется отношением $DIF = \frac{P_u}{P_{st}}$. При таком подходе полученный динамический коэффициент (DIF) получен с учетом нелинейного поведения элементов конструктивной системы и влияния инерционных сил.

Необходимо отметить, что для расчетного определения динамического повышающего коэффициента нет необходимости выполнять расчет всей конструктивной системы, а возможно выполнить дискретизацию её отдельных фрагментов при соответствующих граничных условиях.

Рассмотрим простой пример. На рисунке 3 представлена двухпролетная шестизэтажная рама. Условно её можно рассматривать как фрагмент пространственного каркаса здания. Ригели представляют собой вырезанные полосы перекрытий шириной 6 м и толщиной 0,2 м. Сечение колонн 0,5х0,5 м. Кроме собственного веса, на ригели приложена равномерно распределенная вертикальная нагрузка. Полное расчетное значение нагрузки составляет 36 кН/м.п., нормативное длительное значение – 22 кН/м.п., что примерно соответствует уровню нагружения перекрытий этажей жилых и административных зданий. Работа рамы в составе каркаса обеспечивается закреплением узлов 1–12 от горизонтальных перемещений и углов поворота.

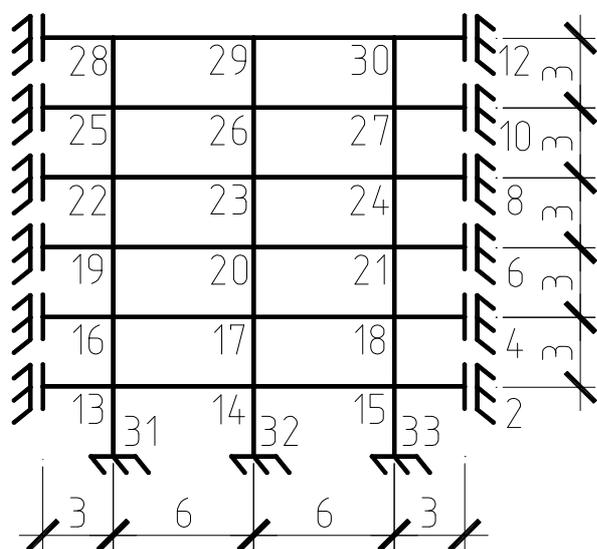


Рис. 3. Схема плоской рамы здания

В таблице 1 представлены результаты расчетов как в проектном состоянии рамы (графы 1–2), так и в запроектном состоянии с учетом аварийного выхода из строя колонны 32–14 (графы 3–5). При расчете рамы на аварийное воздействие были учтены нормативные длительные нагрузки на раму. Динамический эффект, вызванный внезапным удалением из расчетной схемы колонны 32–14, не учитывался. Графа 3 соответствует линейно-упругому расчету без колонны 32–14. Графа 4 соответствует одностадийному расчету рамы с учетом физической и геометрической нелинейности, при котором и эксплуатационная нагрузка и аварийное выключение из работы колонны 32–14 учитывалось одновременно. Графа 5 соответствует двухстадийному расчету, выполненному по описанной выше схеме: на первой стадии рассчитывается вся рама с учетом физической и геометрической нелинейности; на второй стадии расчет выполняется без колонны 32–14 на силу, приложенную в узле 14 и равную усилию 32–14, полученному на первой стадии расчета. Напряженно-деформированное состояние конструкции, полученное на первой стадии, является стартовым для второй стадии расчета. Программный комплекс ЛИРА позволяет выполнять расчеты такого рода.

Анализируя результаты расчетов, можно констатировать, что двухстадийный расчет, который, по сути, является компьютерным моделированием процесса внезапного удаления средней колонны 32–14, показывает, что опорный и пролетный изгибающие моменты в ригеле почти в 1,5 раза меньше, чем те же моменты, полученные на основе линейно-упругого расчета. Этот эффект обусловлен работой конструкции по новой схеме: узел 14 получает большое вертикальное перемещение, ригели (полосы перекрытий) начинают работать по схеме нити, в результате чего в них возникают растягивающие усилия. Эти усилия, как правило, воспринимаются имеющейся арматурой в перекрытиях. Горизонтальные усилия в пространственном каркасе передаются на систему вертикальных диафрагм жесткости здания или «замыкаются» в диске перекрытия.

По линейно-упругому расчету, количество продольной арматуры ригелей, требуемое для восприятия аварийного воздействия и приложенных к его моменту нагрузок, примерно в 3,5 раза превышает количество арматуры, требуемое для обеспечения несущей способности ригелей при проектных нагрузках и воздействиях. В результате двухстадийного расчета рамы с учетом геометрической и физической нелинейности требуемой арматуры ригелей получилось на 29 % меньше. Одностадийный нелинейный расчет показал результаты, схожие с результатами двухстадийного расчета, однако требуемое количество арматуры ригелей оказалось на 10 % больше.

Таблица 1. Результаты расчета

Параметры напряженно-деформированного состояния	Расчет при проектных воздействиях		Расчет при аварийном выходе из строя колонны 32-14		
	Линейно-упругий расчет при полной расчетной нагрузке	Линейно-упругий расчет при нормативной длительной нагрузке	Линейно-упругий расчет	Одностадийный расчет с учетом физической и геометрической нелинейности	Двухстадийный расчет с учетом физической и геометрической нелинейности
	1	2	3	4	5
Наименьший (опорный) момент в ригеле 13-14, кНм	-205,1	-163,7	-619,2	-537,5	-487,7
Наибольший момент в ригеле 13-14, кН	102,5	81,8	403,2	315,2	305,3
Нормальное усилие в колонне 32-14, кН	-2563	-2066	-	-	-
Нормальное усилие в ригеле 13-14, кН	0	0	25,9	1012	1074
Перемещение в узле 14, мм	-1,0	-0,8	-31,6	-192,1	-210,3
Расчетная площадь сечения продольной арматуры ригелей, см ²					
- верхней		38	126	92	79
- нижней		18,5	68,6	60	60

Таким образом, тщательный расчетный анализ несущей системы здания позволяет вскрыть дополнительные резервы ее несущей способности, и при определенных конструктивных мероприятиях (в данном случае необходимо не прерывать нижнюю арматуру над колоннами), требующих некоторого увеличения материалоемкости, можно обеспечить устойчивость здания к прогрессирующему разрушению. Кроме того, снизить материалоемкость несущих конструкций здания можно за счет учета в расчете на запроектные аварийные воздействия тех конструкций, которые в проектном состоянии, при незначительных деформациях, не являются несущими, а при значительных деформациях несущей системы, обусловленных аварийным воздействием, могут включаться в работу на восприятие действующих на здание нагрузок.

Еще раз нужно отметить, что, говоря об устойчивости конструкций к прогрессирующему разрушению, под аварийным воздействием всегда подразумевается только локальное повреждение. Его определение, безусловно, зависит от типа конструкции. В вантовых конструкциях это может быть одна или две ванты, в структурах – один или два раскоса, но, ни в коем случае основные опоры моста, или ядро жесткости высотного здания. Характер локальных повреждений может быть определен в регламентирующих документах, а для конкретных ответственных сооружений, не имеющих аналогов, определен проектировщиком и согласован с заказчиком.

Заключение. Обеспечение устойчивости конструкций к прогрессирующему разрушению является частью общей проблемы живучести сооружения. Сюда примыкает проблема огнестойкости несущих конструкций, а также проблема удовлетворения требования сейсмостойкости даже в случае строительства ответственных сооружений в районах со слабой сейсмической активностью. И если риск землетрясения недостаточно велик, при проектировании таких сооружений было бы целесообразно использовать подходы, характерные для обеспечения устойчивости конструкций к прогрессирующему разрушению, т. е. допускать потерю эксплуатационных качеств конструкций, но не их обрушение.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Надежность в технике. Основные понятия. Термины и определения: ГОСТ 27.002-89. – М.: Издательство стандартов, 1990.
2. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения: СТО 36554501-014-2008. – М.: НИЦ “Строительство”, 2008.
3. Жилые здания: МГСН 3.01-01. – М., 2001.
4. Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве: МГСН 4-19-2005. – М.: Москомархитектуры, 2005.
5. Железобетонные монолитные конструкции зданий: СП 52-103-2007. – М.: НИЦ “Строительство”, 2007.
6. Report of the Inquiry into the Collapse of Flats at Ronan Point? Canning Town; MSO, 1968 (ЦИНИС, перевод 18736).
7. Kirk A. Marchand, Farid Alfawakhive. Blast and Progressive Collapse. AISC, 2005.
8. Стругацкий, Ю.М. Обеспечение прочности панельных зданий при локальных разрушениях их несущих конструкций. Сб.: Исследования несущих бетонных и железобетонных конструкций сборных многоэтажных зданий. – М.: МНИИТЭП, 1980. – С. 3–19.
9. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). Приложение 2. Рекомендации по обеспечению устойчивости крупнопанельных зданий при аварийных воздействиях / Ю.М. Стругацкий, Ю.А. Эйман. – М.: ЦНИИЭП Жилища Госкомархитектуры, 1989. – С. 232–268.
10. Стругацкий, Ю.М. Безопасность московских жилых зданий массовых серий при чрезвычайных ситуациях / Ю.М. Стругацкий, Г.И. Шапиро // ПГС №8. – 1998. – С. 37–41.
11. Стругацкий, Ю.М. Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий / Ю.М. Стругацкий, Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйман. – М.: Москомархитектуры, 1999.
12. Стругацкий, Ю.М. Рекомендации по защите жилых зданий стеновых конструктивных систем при чрезвычайных ситуациях / Ю.М. Стругацкий, Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйман. – М.: Комплекс архитектуры, строительства, реконструкции и развития города, 2000.
13. Стругацкий, Ю.М. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях / Ю.М. Стругацкий, Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйман. – М.: Москомархитектуры, 2002.
14. Стругацкий, Ю.М. Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях / Ю.М. Стругацкий, Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйман. – М.: Москомархитектуры, 2002.
15. Шапиро, Г.И. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения / Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйман, А.С. Залесов. – М.: Москомархитектуры, 2006.
16. Шапиро, Г.И. Рекомендации повысотных зданий при чрезвычайных ситуациях / Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйман, В.И. Травуш. – М.: Москомархитектуры, 2006.
17. Временные рекомендации по обеспечению безопасности большепролетных сооружений от лавинообразного (прогрессирующего обрушения) при аварийных воздействиях: МДС 20-2.2008. – М.: НИЦ “Строительство”, 2008.
18. Алмазов, В.О. Аварии и мониторинг. – М.: МГСУ, 2008.
19. Кудишин, Ю. Живучесть конструкций в аварийных ситуациях / Ю. Кудишин, Д. Дробот // Металлические здания. №4 [8]. – 2008. – С. 20–22, №5 [9]. – 2008. – С. 21–23.
20. Городецкий, А.С. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона / А.С. Городецкий [и др.]. – К.: ФАКТ, 2004.
21. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП45-3.02-108-2008. – Минск: Минстройархитектуры, 2008.
22. Еврокод 1: ТКП EN 1991-1-7-2009. Воздействия на конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия. Особые воздействия. Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2010.
23. Еврокод 2: ТКП EN 1992-1-1-2009. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2010.
24. Еврокод: СТБЕН 1990-2007. Основы проектирования несущих конструкций. Госстандарт. – Минск, 2007.
25. Design of buildings to resist progressive collapse: UFC 4-023-03. Department of Defense USA. – 2005.
26. Тур, В.В. Проектирование конструктивных систем в особых расчетных ситуациях // Строительная наука и техника. – №1, 2. – 2010.
27. Тур, А.В. К определению динамических коэффициентов для случая внезапного приложения нагрузки к железобетонным конструкциям на основе энергетического подхода // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. научных трудов / ПГУ, редкол.: Д.Н. Лозовский (отв. ред.) [и др.] – Новополоцк, 2008. – С. 116–125.

Материал поступил в редакцию 16.05.11

GORODECKIY A.S., CYMBALEVICH T., TUR A.V. Survivability of building designs in special settlement situations

Short analysis of approaches to design of structural systems in accidental design situation and assessment of progressive collapse is presented. Basic assumption of non-linear design model for structural system is progressive collapse assessment is presented.