

- высоконапорного инъектирования с нагнетанием смесей по заданным траекториям. Сб.науч.тр.: «Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство». С-Петербург, 2003, с 361-364.
4. Головки С.И. Физическая и математическая формализация процесса инъектирования грунтовых оснований. Сб.науч.тр.: Строительство, Материаловедение, Машиностроение; Вып. №21.-Дн-ск: ПГАСиА, 2002, С.92-96.
 5. Головки С.И. Напряженно-деформированное состояние основания в процессе высоконапорного инъектирования. В сб. «Будівельні конструкції», вып.61, Киев, НДБК, 2004,-с.42...47.
 6. «РАБОЧИЙ ПРОЕКТ УСИЛЕНИЯ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА ТГ-4». Шифр проекта 308-01.01-КЖ.Т. ПГАСиА, Днепропетровск 2006 г.

УДК 624.04.001.57 (045)**НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ РАСЧЕТА ЗДАНИЙ НА УСТОЙЧИВОСТЬ К ПРОГРЕССИРУЮЩЕМУ РАЗРУШЕНИЮ**

д.т.н., проф. Городецкий А.С. *, к.т.н., доцент М.С. Барабаш**

** Научно-исследовательский институт строительного производства**** Национальный авиационный университет*

Несколько резонансных катастроф происшедших в последнее время побудили инженеров-конструкторов обратить особое внимание на проблему обеспечения живучести (жизнестойкости) конструкций.

Общепринятого термина «живучесть конструкции» не существует. В нормативных документах встречается термин «живучесть системы теплоснабжения», а в энциклопедическом словаре можно встретить термин «живучесть судна».

Под живучестью конструкции предлагается подразумевать свойство сохранять общую несущую способность при локальных разрушениях вызванных природными и техногенными воздействиями.

К этой проблеме непосредственно примыкает обеспечение устойчивости конструкций высотных зданий к прогрессирующему обрушению.

Прогрессирующее разрушение здесь трактуется как глобальный результат, сопровождающийся утратой несущей способности всего каркаса или существенной его части, инициированный локальными повреждениями, в том числе – повреждениями одного элемента каркаса или нарушения узла сопряжения элементов каркаса.

Сопrotивление прогрессирующему разрушению можно интерпретировать как обеспечение нераспространения локального повреждения на другие элементы конструкции, то есть - предотвращение глобального разрушения.

Эта проблема изучается уже давно и серьезные исследования примыкающие к ней проводятся примерно с 1990 г [1]. Так в [2] дается серьезный анализ этой проблемы, а в перечне ссылок приводится более 50

работ, непосредственно примыкающих к рассматриваемому вопросу. Проводятся соответствующие исследования и в СНГ [3-13].

В результате этих исследований сделаны определенные рекомендации касающиеся установления параметров локальных разрушений и предлагаются расчетно-конструктивные мероприятия, препятствующие прогрессирующему разрушению. Эти рекомендации учтены в проекте ДБН «Проектування висотних будинків житлово-громадського призначення» (приложение Е «Методика розрахунку висотного будинку на опір прогресуючому обваленню», носящее рекомендательный характер) и в основном сводятся к следующему:

1. Определены рекомендуемые параметры локальных разрушений, в частности вертикальные элементы на одном этаже могут удаляться на площади не более 80 кв. м, а площадь сечения отдельно взятого удаленного вертикального элемента не должна превышать 0,9 кв. м.
2. Узлы соединения конструктивных элементов не должны быть подвержены хрупкому разрушению. Эти рекомендации направлены на то, что бы в результате возможных больших перемещений, конструкция могла приспособиться к новой ситуации, начав работать в некоторых случаях по измененной схеме.
3. Расчет при удаленных элементах должен выполняться на нормативные нагрузки только по первому предельному состоянию, т.е. допускаются большие перемещения и трещины, которые могут привести к потере эксплуатационных качеств, не нарушив при этом общую несущую способность конструкции.
4. В общей схеме каркаса желательна предусматривать «конструктивные ловушки», локализирующие местные повреждения. Так устройство механических этажей в виде пространственных платформ (верхнее и нижнее перекрытие технического этажа связывается системой перекрестных диафрагм) обеспечивает локализацию местных повреждений, произошедших между техническими этажами.
5. Расчет на устойчивость к прогрессирующему обрушению рекомендуется проводить по следующей схеме:
 - расчет эксплуатационной стадии, предшествующей локальному обрушению проводится с учетом физической и геометрической нелинейности;
 - напряженно-деформированное состояние предыдущего этапа является стартовым для расчета схемы с удаленными элементами. Нагрузкой являются усилия в удаленных элементах, увеличенные на коэффициент, учитывающий динамику процесса. Расчет проводится с учетом физической и геометрической нелинейности. Такой расчет, по сути, является компьютерным моделированием форс-мажорной ситуации и позволяет проследить приспособление конструкции к новой ситуации на основе изменений конструктивной схемы. Конструктор на основе такого расчета имеет возможность наметить ряд конструктивных мероприятий, чтобы организовать работу конструкции по новым схемам.

В [14] приведен пример расчета на локальное разрушение, вызванное удалением средней колонны каркаса. Перекрытие в месте удаленной колонны в связи с большими перемещениями работает как мембрана. Такой расчет подсказывает конструктору, что на основе небольшого увеличения арматуры (нижняя арматура не прерывается над колоннами) можно обеспечить устойчивость конструкции к прогрессирующему разрушению.

Аналогичный эффект продемонстрируем на более простом примере. На рис. 1 представлена двухпролетная шестиэтажная рама. Условно ее можно рассматривать как фрагмент пространственного каркаса. 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 приложены нагрузки 6 т/п.м. Работа рамы в составе каркаса обеспечивается закреплением узлов 1÷12 от горизонтальных перемещений и углов поворота.

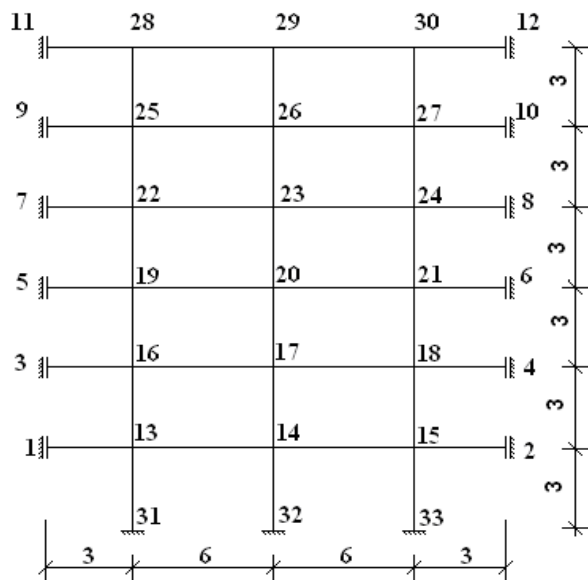


Рис. 1. Фрагмент пространственного каркаса в виде двухпролетной шестиэтажной рамы.

В табл. 1 представлены результаты расчетов по трем схемам.

Графа 1 соответствует линейно-упругому расчету всей схемы.

Графа 2 соответствует линейно-упругому расчету без колонны 32-14.

Графа 3 соответствует двухстадийному расчету: на первой стадии рассчитывается вся схема с учетом физической и геометрической нелинейности; на второй стадии расчет выполняется без колонны 32-14 на силу, приложенную в узле 14 и равную усилию в колонне 32-14 полученную

из расчета на первой стадии. Напряженно-деформированное состояние конструкции, полученное на первой стадии, является стартовым для второй стадии расчета. Программный комплекс ЛИРА позволяет выполнять такого рода расчеты.

Таблица 1

Результаты расчета по трем схемам

Параметры напряженно-деформированного состояния	Линейно-упругий расчет с колонной 32-14	Линейно-упругий расчет без колонны 32-14	Двухстадийный расчет с учетом физической и геометрической нелинейности
	1	2	3
Момент в сечении 13-14 в тм	- 27,9	- 115,2	- 79,1
Момент в сечении 14-15 в тм	- 13,9	+ 65,9	+ 46,9
Нормальное усилие в колонне 32-14 в т	- 342,7	0	0
Нормальное усилие в ригеле 13-14 в т	0	+ 65,9	+ 156,6
Перемещение в узле 14 в см	+ 0,2	+ 5,6	+ 35,8

Анализируя результаты расчетов можно констатировать, что двухстадийный расчет, который, по сути, является компьютерным моделированием процесса удаления средней колонны 32-14, показывает, что опорный (сечение 13-14) и пролетный (сечение 14-15) моменты примерно 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 возникает растягивающие усилия. Эти усилия, как правило, воспринимаются имеющейся арматурой в перекрытиях. Горизонтальные усилия в пространственном каркасе передаются на систему диафрагм или «замыкаются» в диске перекрытия.

Таким образом, тщательный расчетный анализ позволяет вскрыть дополнительные резервы несущей способности и при определенных конструктивных мероприятиях (в данном случае необходимо не прерывать нижнюю арматуру над колоннами), требующих лишь небольшое увеличение материалоемкости, можно обеспечить устойчивость к прогрессирующему разрушению.

Еще раз нужно отметить, что, говоря об устойчивости к прогрессирующему разрушению, всегда имеется в виду только локальное повреждение. Их определение, безусловно, зависит от типа конструкций. 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. Во всяком случае, проектировщик всегда должен думать о том, что случится, если по каким-либо причинам выйдет из строя какой-либо элемент (необязательно самый ответственный) проектируемой им конструкции.

В заключении следует отметить, что обеспечение устойчивости конструкций к прогрессирующему разрушению является частью общей проблемы живучести сооружения. Сюда примыкает проблема огнестойкости несущих конструкций, а также проблема удовлетворения требованиям сейсмостойкости даже в случае строительства ответственных сооружений в сейсмическом районе. И если риск землетрясения недостаточно велик было бы целесообразно использовать подходы характерные для обеспечения устойчивости к прогрессирующему разрушению, т.е. допуская потерю эксплуатационных качеств, не допуская обрушения конструкции.

Думается, что имеющиеся первые наброски в обеспечение устойчивости к прогрессирующему обрушению являются только началом решения общей проблемы живучести сооружения и обширные исследования в этом направлении еще впереди.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Report of the Inquiry into the Collapse of Flats at Ronan Point, Caning Town; MSO, 1968 (ЦИНИС, перевод 18736).
2. Kirk A. Marchand, Farid Alfawakhive. Blast and Progressive Collapse. AISC, 2005.
3. Ю.М. Стругацкий. Обеспечение прочности панельных зданий при локальных разрушениях их несущих конструкций. Сб.: Исследования несущих бетонных и железобетонных конструкций сборных многоэтажных зданий. МНИИТЭП, М., 1980, с. 3-19.
4. 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). ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. М., 1989, с. 232-268.

5. Ю.М. Стругацкий, Г.И. Шапиро. Безопасность московских жилых зданий массовых серий при чрезвычайных ситуациях. ПГС, 8, 1998 г., с 37-41.
6. МГСН 3.01-01 Жилые здания. М., 2001.
7. «Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий». Ю.М. Стругацкий, Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйман. Москомархитектура. М., 1999.
8. «Рекомендации по защите жилых зданий стеновых конструктивных систем при чрезвычайных ситуациях». Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйман, Ю.М. Стругацкий. Комплекс архитектуры, строительства, реконструкции и развития города. М., 2000.
9. «Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях». Г.И. Шапиро, В.С. Коровкин, Ю.А. Эйман, Ю.М. Стругацкий. Москомархитектуры. М., 2002.
10. «Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях». Г.И. Шапиро, В.С. Коровкин, Ю.А. Эйман, Ю.М. Стругацкий. Москомархитектуры. М., 2002.
11. «Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения». Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйман, А.С. Залесов. Москомархитектуры. М., 2005.
12. «Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения». Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйман, В.И. Травуш. Москомархитектуры. М., 2006.
13. В.О. Алмазов. Аварии и мониторинг. МГСУ. М., 2008.
14. А.С. Городецкий и др. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона. ФАКТ. К., 2004.

УДК [624.04:624.131.5]:004.94

РОЗРАХУНОК БЕЗАНКЕРНОЇ ШПУНТОВОЇ СТІНКИ ЗА ДОПОМОГОЮ СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНОГО МОДЕЛЮВАННЯ В ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ ас. Гуслиста Г.Е.

Придніпровська державна академія будівництва та архітектури

Постановка проблеми

Розрахунок будівельних конструкцій, що взаємодіють з ґрунтовым масивом, відноситься до найскладніших задач геомеханіки. Зокрема до таких конструкцій належать підпірні шпунтові стінки різної гнучкості. Складність таких задач обумовлена тим, що величина згинального моменту в підпірній стінці залежить від дуже багатьох факторів, серед яких слід виділити ступінь жорсткості стінки, глибину забивки її в ґрунтову основу, жорсткість ґрунтової основи, її повзучість, фізико-механічні характеристики ґрунту, спосіб зведення шпунтової стінки, характеристики навантаження на поверхні ґрунту та інші.