



Рис. 2. Испытания на разрыв

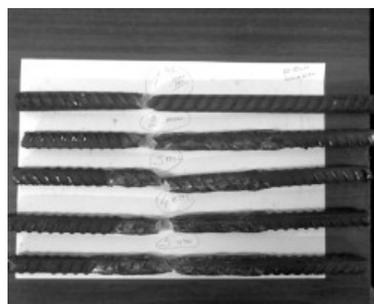


Рис. 3. Образцы после испытания

Испытания показали:

1. Предел прочности арматурного стержня определялся величиной валика и температуры отпуска.
2. Разрушение всех 5 образцов произошло в середине наплавленного валика шва. (рис. 3).
3. Даже при больших тепловложениях временное сопротивление арматурных стержней остается высоким (рис. 4).

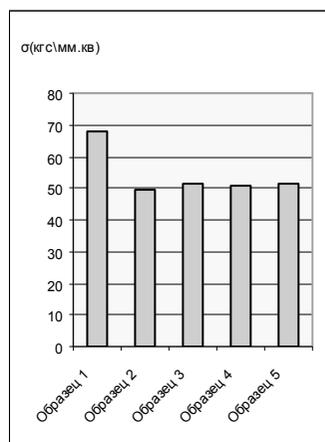


Рис. 4. Результаты испытания.

Выводы:

1. Арматура класса А-400 (А-III) имеет склонность к хрупким разрушениям, особенно после сварки. Именно хрупкие разрушения арматурной стали являются основной причиной аварий, происходящих при эксплуатации зданий и сооружений.

2. Преимущества арматуры класса А500С перед арматурой класса А-III: высокая пластичность, исключение хрупких разрушений сварных соединений, высокий предел текучести и расчетное сопротивление, позволяющее получать более 20% экономии стали (в среднем экономия составляет 10%); более низкая себестоимость производства, поэтому цена арматуры класса А500С не превышает цены арматуры класса А-III при значительно более высокой прочности.

#### ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. ДСТУ 3760-98 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия.»
2. ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия.» ( ISO 6935-2:1991,NEQ)
3. Рекомендации по применению арматурного проката согласно ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения.

УДК 624.046.2

#### ПРОБЛЕМЫ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ-ПАМЯТНИКОВ АРХИТЕКТУРЫ В УСЛОВИЯХ г. ОДЕССЫ

*Ю.Г.Аметов, к.т.н., зав.лаб., И.Р.Сазонова, инж., ст. научн. сотр.,  
С.З.Абдулин, инж., научн. сотр., Ю.Ф.Крисанова, инж.  
Государственный научно-исследовательский институт строительных  
конструкций, г. Киев*

**Общие сведения.** В последние годы в г. Одессе активно ведется реконструкция и восстановление зданий, представляющих собой памятники архитектуры. К одному из них относится здание гостиницы «Большая Московская», которое входит в исторически сложившийся облик Греческой площади и ул. Дерибасовской. Гостиница «Большая Московская» было построено в 1901-1904 годах по проекту архитектора Л.Л. Влодека. Главный фасад здания ориентирован на ул. Дерибасовскую, боковые – на переулок Вице-адмирала Жукова и на Греческую площадь. К тыльному фасаду вплотную примыкает новое здание из монолитного железобетона. В соответствии с решением Одесского облисполкома в 1981 г. здание гостиницы взято под охрану государства как памятник градостроительства и архитектуры местного значения.

Здание гостиницы «Большая Московская» имеет «Г-образную» форму в плане, с основными габаритными размерами 42,81×30,89 м.

В настоящий момент в здании гостиницы «Большая Московская» предполагаются значительные изменения объемно-планировочных решений в соответствии с современными требованиями к зданиям гостиничного типа. В соответствии с этими решениями фирмой «АРХПРОЕКТ-МДМ» (г. Одесса) выполнена архитектурная и, частично, конструктивные части проекта реставрации здания [1].

Основная проблема, с которой столкнулись все участники реконструкции – это, во-первых сохранение архитектурного облика здания и, во-вторых,

необходимость разработки такого конструктивного решения, которое удовлетворяло бы искомому объемно-планировочным решениям.

**Основные результаты.** По проекту все существующие перегородки, перекрытия, чердачная крыша с кровлей и мансардный этаж демонтируются и компановка помещений выполняется на основе внутреннего встроеного каркаса. Первоначально внутренний каркас в пятне существующего здания предполагалось выполнить из монолитного железобетона. Однако в процессе работы над проектом, когда объемно-планировочные решения здания несколько раз менялись, по предложению НИИСК было решено выполнить встроенный каркас из металлических конструкций, которые позволяют более гибко решать вопросы компановки помещений. В окончательном виде в проекте реконструкции предусматривается надстройка пятого (с облегченными ограждающими конструкциями) этажа, двух мансардных (шестого и седьмого) и технического этажей.

Работа по реконструкции начиналась с детального обследования здания. Результаты обследования показали, что состояние несущих наружных и внутренних стен здания гостиницы «Большая Московская» оценивается как неудовлетворительное, а на отдельных участках, как аварийное. Поэтому были срочно разработаны и реализованы мероприятия по усилению стен здания.

Усиление стен и простенков выполнено обоями из уголков, в виде замкнутых рам (по периметру проемов), объединенных между собой металлическими пластинами в горизонтальном и вертикальном направлениях с наружной и внутренней стороны стен. Кроме этого, по элементам усиления устанавливалась металлическая сетка из арматуры Ø5 Вр-1 с ячейкой 50×50 мм, которая затем оштукатуривалась. Как показали последующие расчеты принятое конструктивное решение усиления стен обеспечивает восприятие усилий от сейсмических воздействий.

Кроме этого, поскольку в соответствии с принятыми объемно-планировочными решениями нагрузка от надстраиваемых этажей должна частично передаваться на существующие стены были также разработаны технические решения по усилению фундаментов.

Для организации встроеного каркаса необходимо полностью демонтировать существующие перекрытия, которые обеспечивают жесткость здания в целом, а также и общую устойчивость сохраненных наружных стен. Так как длина наружных стен по периметру колеблется в пределах от 15,0 до 44,0 м, а свободная высота стен, от отметки отливки до верха 4-го этажа составляет 22,0 м, обеспечение устойчивости, даже усиленных металлическими обоями стен, приобретает особую важность.

Для этого рассматривался вариант устройства обстройки (внешнее усиление стен) по свободному периметру здания из металлических пилонов на всю высоту стен. Пилоны устанавливаются в пределах каждого простенка и заанкериваются в свои фундаменты. Объединение пилонов между собой выполняется горизонтальными связями в уровне каждого этажа, в результате чего образуется единая пространственная структура. Однако этот вариант требует значительных трудозатрат, расхода металла и, что самое главное, конструкции обстройки выходят на пешеходное полотно ул. Дерибасовской.

Поэтому, по предложению НИИСК, было принято решение сохранить часть существующих металлических балок перекрытий второго и третьего этажей, которые обеспечивают устойчивость наружных стен на период демонтажа.

Устройство внутреннего встроеного каркаса, согласно новой планировке, дает возможность разгрузить наружные стены и всю нагрузку от междуэтажных перекрытий передать на конструкции каркаса.

Для существующих условий площадки с сейсмичностью в 7 баллов, главные балки встроеного каркаса ориентированы как в продольном, так и в поперечном направлении, а все узлы сопряжений балок и колонн приняты жесткими.

Одной из проблем, с которой пришлось столкнуться было ступенчатое очертание стен по высоте здания: толщина наружных стен здания уменьшается с подвала до четвертого этажа от 1600 до 700 мм. Поэтому на третьем – пятом этажах при соосном положении колонны оказывались чуть ли не в середине гостиничных апартаментов. Тем не менее, в разработанных НИИСК технических решениях встроеного каркаса эту проблему удалось решить за счет опирания колонн второго и последующего этажей на консольные части главных балок.

Устойчивость наружных стен в принятых решениях обеспечивается при помощи металлического швеллера №22 (балка-пояс), который закрепляется к балкам перекрытий и располагается по всему внутреннему контуру стен. С наружной грани стен устанавливаются пластины, которые посредством шпилек крепятся к балке-поясу.

При разработке каждого из вариантов объемно-планировочных решений, были составлены компьютерные модели здания с встроеным каркасом и надстройкой и выполнены расчеты на основные и аварийные сочетания нагрузок в соответствии с ДБН В.1.2-2:2006 «Нагрузки и воздействия» [2]. На рисунке 1 показан общий вид расчетной модели здания (последний вариант) с надстроенными этажами и фрагмент мансардного этажа, колонны которого устанавливаются на стальные двутавровые балки.

Анализ результатов расчетов на сейсмические воздействия показал, что неправильная в плане форма здания приводит к возникновению форм колебаний, при которых часть здания в осях 1-4, А-В получает дополнительные перемещения и напряжения (таблица 1 рисунок 2,). В связи с этим, при конструировании были предусмотрены мероприятия по закреплению стен к несущим конструкциям встроеного каркаса, как это описано выше.

Таблица 1  
Максимальные значения напряжений, возникающих в стенах здания от основных и аварийных сочетаний нагрузок

Расположение стены	Основные сочетания нагрузок		Аварийные сочетания нагрузок	
	Максим. вертикальные напряжения, МПа	Максим. горизонтальные напряжения, МПа	Максимальные вертикальные напряжения, МПа	Максим. горизонтальные напряжения, МПа
По оси 4	-0,76 (в простенках)	+0,14 (над проемами)	-2,76...+1,76 (в простенках)	-1,38...+1,37 (над проемами)
По ряду В	-0,7 (в простенках)	+0,12 (над проемами)	-1,95...+1,14 (возле осей 1,4)	-0,87...+0,9 (над проемами)
По оси 1	-1,14 (в простенках)	+0,19 (над проемами)	-4,06...+2,11 (в простенках)	-2,07...+2,22 (над проемами)
По ряду А	-1,39 (в простенках)	+0,27 (над проемами)	+0,39 (над проемами)	-0,93...+1,0 (над проемами)

Как видно из таблицы максимальные растягивающие напряжения достигают величины 2,22 МПа, сжимающие – 4,06 МПа, что значительно больше фактической прочности материалов стен. В связи с этим, при разработке конструкций усиления стен предполагалось, что все усилия воспринимают стальные элементы усиления.

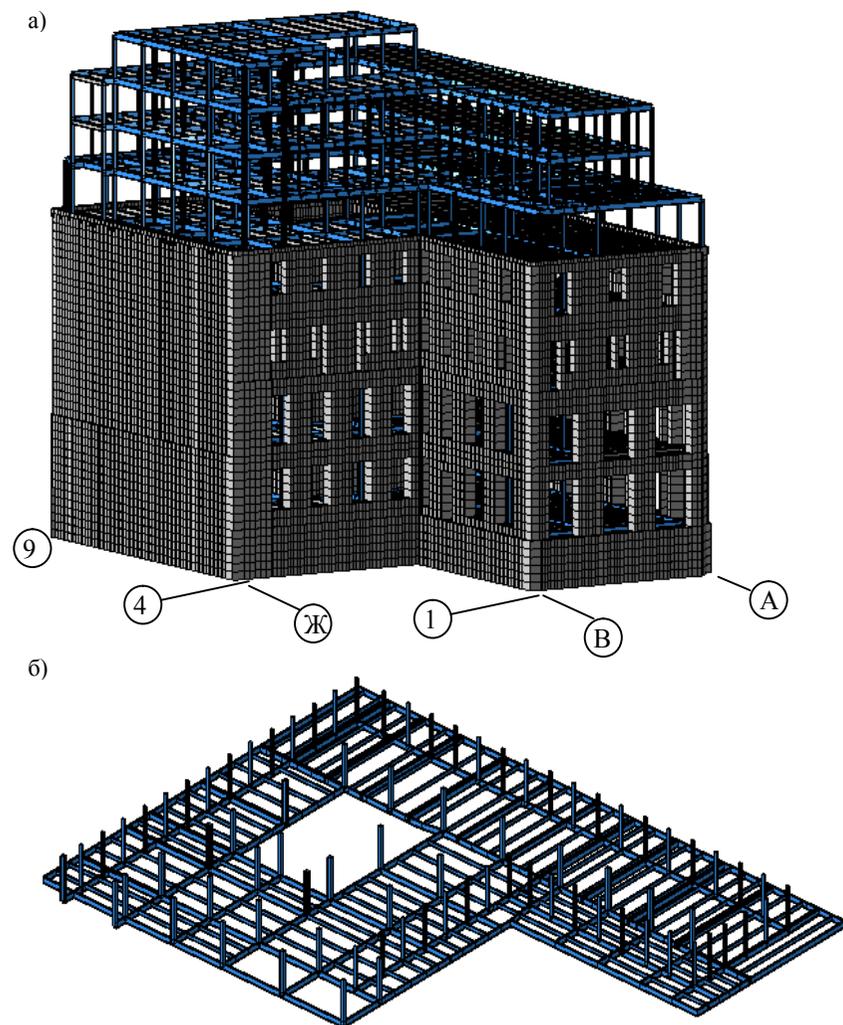


Рис.1. Общий вид компьютерной модели здания (а) и фрагмент мансардного этажа (б)

Новые перекрытия представляют собой систему поперечных и продольных главных балок из I №45 и, опирающихся на них, второстепенных балок из I №30, по которым уложена монолитная железобетонная плита. При условии надежного соединения плиты с верхними поясами балок она будет работать в двух направлениях: поперек балок – на изгиб, как плита, опертая по двум сторонам; вдоль балок – на сжатие, как часть верхнего пояса балки.

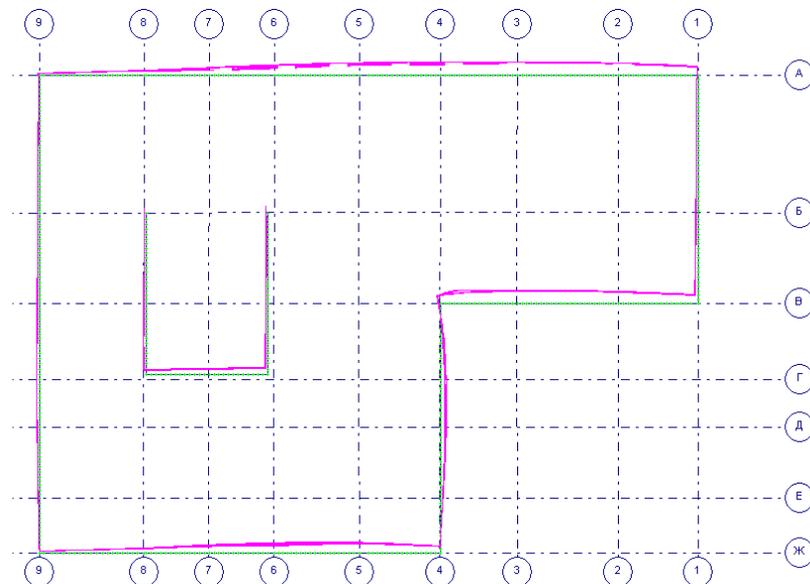


Рис.2. Деформированная схема стен здания при сейсмическом воздействии

Такие перекрытия являются жесткими дисками, которые воспринимают и перераспределяют горизонтальные нагрузки, вызванные ветровыми или сейсмическими воздействиями.

При возведении перекрытия с применением комплексных балок стальные балки используют для поддержания опалубки и бетонируемой монолитной железобетонной плиты.

На первой стадии работы балок вся нагрузка, называемая «первой частью постоянной нагрузки» и состоящая из собственного веса балок, связей, незатвердевшего бетона и арматуры с опалубкой, воспринимается только стальными балками. После затвердения бетона вся последующая постоянная нагрузка, называемая «второй частью постоянной нагрузки», и временная нагрузка воспринимаются уже комплексными балками, т.е. стальными балками с включенной в работу монолитной железобетонной плитой (вторая стадия работы балки).

В соответствии с этими стадиями в компьютерной модели к стальным балкам была приложена первая часть постоянной нагрузки, а к железобетонной плите - вторая часть постоянной и временная нагрузка.

В классической постановке, в запас прочности, расчет комплексных балок выполнен по упругой стадии их работы, исходя из гипотезы сохранения плоских сечений в балке и плите. При этом площадь бетонного сечения приводится к площади стали. На рисунке 3 показаны общий вид сечения комплексной балки и ее расчетное сечение (с приведенной площадью).

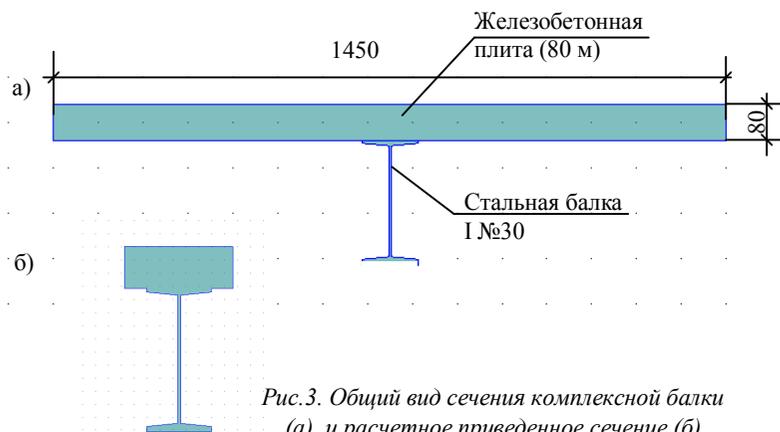


Рис.3. Общий вид сечения комплексной балки (а) и расчетное приведенное сечение (б)

При разработке компьютерной модели и выполнении расчетов были учтены все особенности, обусловленные принятыми объемно-планировочными и конструктивными решениями.

Выполненные расчеты свидетельствуют о том, что принятые конструктивные решения по усилению и надстройке здания отвечают требованиям нормативных документов.

**Выводы.** Разработанные оригинальные конструктивные решения усиления стен и встроенного каркаса позволили сохранить архитектурный облик здания гостиницы «Большая Московская», обеспечить надстройку трех этажей и компоновку помещений, соответствующую современным требованиям к зданиям гостиничного типа.

Проведенные численные исследования и расчетное обоснование показали, что принятые конструктивные решения встроенного каркаса обеспечивают прочность и устойчивость здания при действии как основных, так и аварийных сочетаний нагрузок.

#### ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Комплект чертежей марки КС шифр 425/29-09-06 (стадия проект). Реставрация и приспособление под торгово-офисно-гостиничный комплекс зданий по ул. Дерибасовской, 25 и 29 в г. Одессе / АРХПРОЕКТ-МДМ. Одесса, 2006.
2. ДБН В.1.1-12:2006. Будівництво у сейсмічних районах України. Мінбуд України, 2006.

УДК 624.046.2

#### НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ МОДЕЛИРОВАНИЯ И РАСЧЕТОВ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

*А.Н. Бамбура, д.т.н., зав.отд., И.Р. Сазонова, инж., ст. научн. сотр.  
Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций, г. Киев*

В настоящее время в Украине активно развивается строительство высотных зданий различного назначения. На протяжении последних пяти лет сотрудниками НИИСК было разработана более 40 индивидуальных технических требований и выполнен более 20 дублирующих расчетов высотных зданий, был накоплен определенный опыт и выявлены особенности моделирования и расчета таких объектов, как на статические, так и на динамические нагрузки. Основной особенностью расчетов высотных зданий является то, что только расчет этих сооружений как единых систем «основание–фундаменты–верхнее строение» позволяет получить достоверную оценку о напряженно-деформированном состоянии как фундаментов так и конструкций верхнего строения. Поэтому при расчетах большое значение имеет принятая конструктивная схема здания.

В зависимости от назначения высотные здания можно разделить на два основных вида: жилые и торгово-офисные. Несмотря на то, что все эти здания имеют, как правило, каркасно-стенную конструктивную схему, каждому виду присущи свои особенности. Жилые здания имеют достаточно развитую систему монолитных стен, пилонов и диафрагм, расстояния между которыми не превышают 6 м (рис. 1).

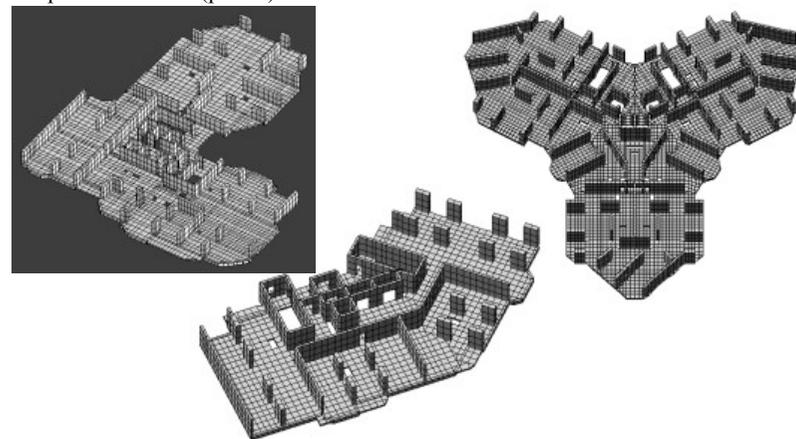


Рис.1. Конструктивные схемы некоторых жилых высотных зданий

Торгово-офисные здания имеют ядро жесткости в виде монолитных стен лестнично-лифтового блока и мощные колонны или пилоны, расстояние между которыми составляет 6...10 м и более (рис. 2).