

Анализ причин аварии многоэтажного общежития по улице Двинской в г. Санкт-Петербурге

Сахаров И. И.

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Санкт-Петербург, Россия

Изложены обстоятельства и причины аварии здания в г. Санкт-Петербурге. В качестве основной причины аварии указано влияние относительно новой пристройки, осадки фундаментов и перемещение покрытия которой вызвали кручение и срез надоконного участка кладки существующего здания, что привело к падению плит перекрытий. Ударные воздействия на фундаменты спровоцировали выдавливание слабых грунтов основания в подвал, большую осадку и крен фундаментов существующего здания.

Авария здания произошла днем 3 июня 2002 г. Южный торцевой блок 4-х секционного 9-ти этажного дома обрушился настолько быстро, что жертвами стали 4 человека, не успевшие покинуть здание. В мировой практике, включая петербургскую, такая авария является весьма серьезной, а анализ ее причин может быть полезным для предотвращения подобного в будущем.

Здание общежития (серия 1-447-С-54) скомпоновано из 4-х секций. Центральное ядро состоит из 2-х секций, имеющих две общие продольные стены и одну поперечную. Крайние секции соединены со средними секциями блоками лестничных клеток. Эта связь на каждом этаже в уровне перекрытий обеспечивается заделкой в поперечные стены плоской железобетонной плиты (по дворовому фасаду) и двух стальных балок

- швеллеров с шагом 1 м и укладкой по их нижним полкам плоских железобетонных плит (по главному фасаду).

Стены здания кирпичные толщиной 510÷540 мм. Подвал имеется под всем домом, пол подвала выполнен отсыпкой песка. План и главный фасад здания приведены на рисунках 1, 2. Ориентация здания – строго в меридиональном направлении («север-юг») по длинной стороне, обрушившаяся южная секция – в осях Д – Р, 8 – 11. Год постройки здания - 1971.

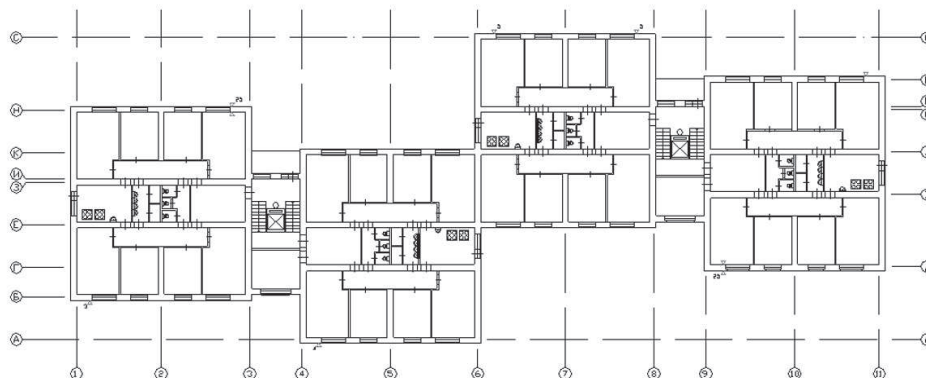


Рисунок 1. План здания



Рисунок 2. Главный западный фасад здания

Инженерно-геологические условия площадки следующие. С поверхности залегают насыпные грунты мощностью до 5,0 м. Под насыпными грунтами – пески пылеватые мощностью до 1,0 м, далее пески средней крупности мощностью до 1,5 м. Пески подстилаются моренными мягкопластичными супесями мощностью до 6,0 м, ниже – полутвердыми супесями (с глубины около 17 м). Уровень грунтовых вод – на глубине 2 м от поверхности. По механическим характеристикам насыпные грунты имеют коэффициент пористости около $e = 1,45$, модуль деформации $E = 13 \text{ кг/см}^2$; грунты природного сложения классифицируются как среднесжимаемые.

Проектное решение подземного контура здания – на ленточных сборных фундаментах, с шириной подошвы $1,6 \div 3,6$ м с целью передачи давлений на основание $p = 1,5$ кг/см²; глубина заложения от дневной поверхности – $1,7 \div 2,2$ м. Таким образом, проектом предусмотрено залегание под подошвой фундаментов насыпных грунтов.

Согласно проведенному непосредственно после аварии обследованию оставшейся части здания фактическое исполнение всех частей здания отличалось от проектного решения. Так, сборные подушки ленточных фундаментов были уложены с разрывами, достигавшими $1,2 \div 1,7$ м. Кладка нижних 3-х этажей здания не армировалась. Стальные балки-швеллера, связывающие крайние секции с центральной частью, по главному фасаду не применялись, а вместо них и мелкоштучных плит укладывалась обычная железобетонная пустотная плита.

Проведенные расчеты показали, что осадки фундаментов, опирающихся на насыпные грунты, достигали значительных величин (до 29 см в центральной части), и, кроме того, отличались большой неравномерностью. Последняя в местах примыкания внутренних стен к торцовым составляла 0,024. Следствием больших и неравномерных осадок являлся существенный прогиб здания, что вызвало развитие в стенах и перекрытиях здания сквозных трещин, сосредоточенных в зонах оконных проемов.

Необходимо отметить, что аналогичных зданий, построенных в г. Санкт-Петербурге, насчитывается около 40. Примерно треть из них значительно деформирована, а в стенах имеются трещины большого раскрытия, образовавшиеся вскоре после постройки (1970–73 гг.). Однако к концу XX-ого ст. осадки многих зданий этой серии стабилизировались и ширина раскрытия трещин не увеличивалась. В связи с этим можно утверждать, что большие осадки и трещины в несущих конструкциях не могли явиться основной причиной быстрого катастрофического обрушения рассматриваемого здания.

Весьма важным обстоятельством аварии было то, что обрушившаяся южная секция претерпела наклон из плоскости в поперечном (западном) направлении. Объем погружившейся подземной части составил около 50 м³, то есть ее осадка и крен были крайне велики. Сочетание вышеизложенных факторов позволяло утверждать, что объяснение причин аварии следовало искать в отличии обрушившегося здания от остальных зданий – представителей этой серии.

Упомянутое отличие рассматриваемого здания от остальных заключалось в устройстве со стороны главного (западного) фасада в осях Д – Е; 6 – 9 одноэтажной пристройки банка «Петровский», строительство которой было завершено в 1994 г. Фрагмент пристройки, ее поперечный разрез показаны на рисунке 3. На надоконный участок стены основного здания по оси Е' между осями 8 – 9 опираются две балки покрытия пристройки банка (рисунок 4).

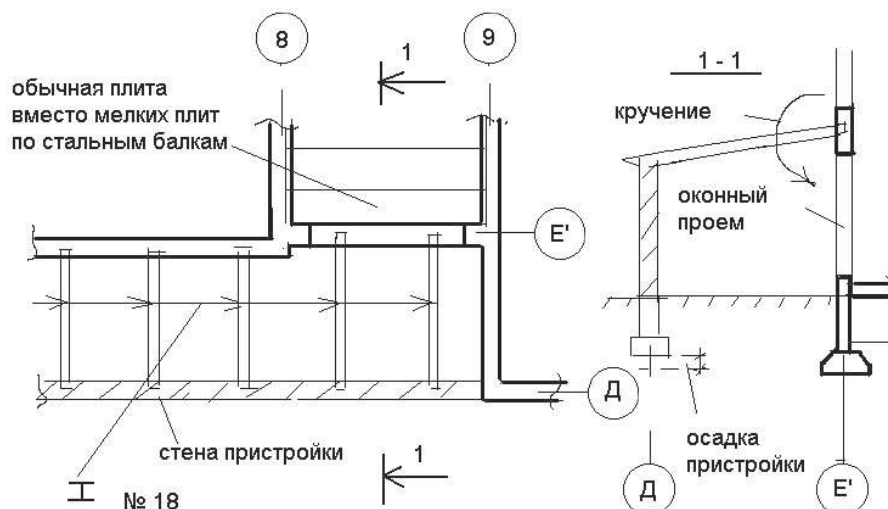


Рисунок 3. Фрагмент плана и разрез пристройки

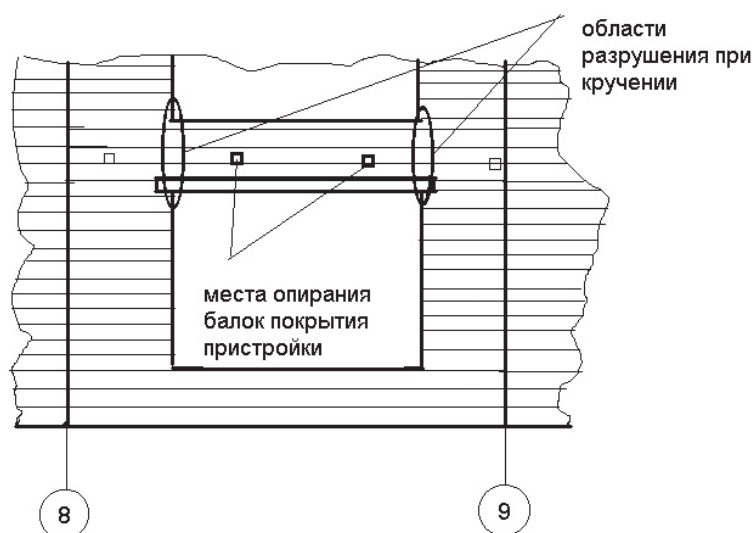


Рисунок 4. Места опирания балок покрытия и зоны разрушения кладки при кручении

Фундамент продольной стены пристройки по оси Д, также как и фундаменты основного здания, опирались на слабый насыпной грунт с модулем деформации E порядка 10 кг/см^2 . Вместе с тем, осадки фундаментов основного здания в период с 1971 по 1994 гг. практически завершились. С другой стороны, осадки фундамента пристройки развивались. При этом наиболее опасным силовым воздействием на надоконный участок стены основного здания было кручение, передаваемое заделанными в стену балками покрытия пристройки.

Касательные напряжения в кладке в местах сопряжения надоконного участка с простенками (эти области показаны на рисунке 4) по мере развития осадок фундамента пристройки возрастали. Расчеты показали, что по достижению осадки стены пристройки величины порядка 5 см касательные напряжения в кладке стены основного здания в местах сопряжения надоконного участка с простенками вдвое превысили сопротивление кладки срезу. Таким образом, уже при осадке стены в несколько сантиметров (а конечная осадка фундамента пристройки превышала 8 см) кладка стены основного здания неизбежно должна была разрушиться.

Хрупкое разрушение кладки надоконного участка вызвало почти мгновенное расхождение поперечных незаанкеренных стальными балками стен лестничной кладки по осям 8 и 9, что повлекло за собой падение слабо опертых плит перекрытий первых 4-х этажей по лестничной клетке и привело к ударному воздействию на фундаменты и грунты основания.

Элементарные расчеты по теории удара показали, что:

- абсолютная деформация грунта от падения одной плиты перекрытия составила около 10 см:
- эффект от падения плит верхних 4-х этажей мог привести к общей осадке порядка 40 см.

Однако ввиду малой пригрузки в подвале, не имеющем бетонного пола, слабый водонасыщенный грунт основания при ударной нагрузке был выдавлен в подвал, что привело прежде всего к крену стен по осям Д и Е' в поперечном направлении, разрыву кладки по краям оконных проемов (около оси 10) на всю высоту здания и полномасштабной аварии многоэтажной секции.

Таким образом, рассматриваемая авария является следствием целого ряда причин. Безусловно, проектное решение по устройству сборных ленточных фундаментов на слабом насыпном грунте было неудачным. Кроме того, имелось несколько перечисленных выше отступлений от проекта, допущенных строителями. Вместе с тем, основной причиной аварии можно считать непрофессионально выполненную пристройку банка. Именно ее влияние на надоконный участок основного здания по мере развития осадок новых фундаментов возрастало, однако катастрофические масштабы авария приобрела ввиду отсутствия анкеровки стен лестничной клетки стальными балками.

Получено 24.03.07