

В.В. Габрусенко,
 ЗАО "ТЭЗИС", Новосибирск
В.С. Конов,
 ООО "СЭБ", Новосибирск

УСИЛЕНИЕ ПУСТОТНЫХ ПЛИТ, ОСЛАБЛЕННЫХ ОТВЕРСТИЯМИ

В практике строительства давно стало привычным явлением повреждение пустотных плит междуэтажных перекрытий при прокладке вертикальных коммуникаций — стояков отопления, водоснабжения и канализации. Когда отверстия в плитах устраивают вблизи опор и без повреждения ребер и рабочей (напрягаемой) арматуры, непосредственной угрозы несущей способности обычно не возникает, если только по контуру будущего отверстия бетон предварительно просверливают, а не пробивают его тяжелыми перфораторами. При работе перфораторами, если даже арматура и осталась целой, вокруг пробитого отверстия лучеобразно расходятся трещины, зона повреждения бетона намного увеличивается, а риск поражения арматуры коррозией резко возрастает, особенно в условиях повышенной влажности.

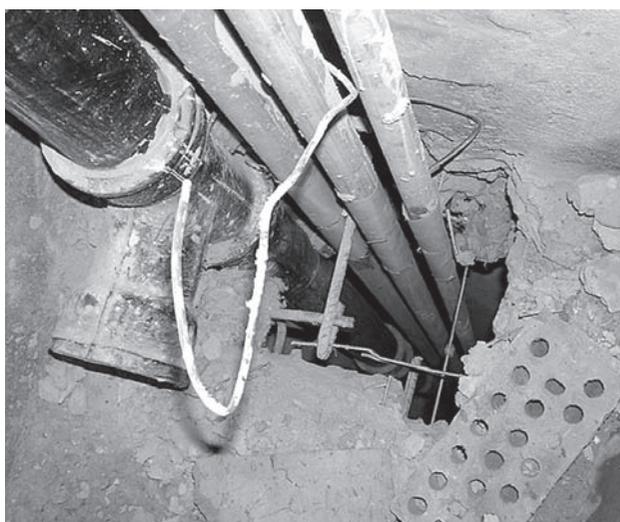


Рис. 1. Фрагмент одной из поврежденных плит на объекте.

К сожалению, в последние годы участились случаи буквально варварского устройства отверстий — с разрушением продольных ребер и с перерезанием рабочей арматуры. Проектировщики об этом, разумеется, осведомлены (если только они бывают на стройках, хотя бы в порядке авторского надзора). Тем более удивительно, что в своих проектах они стали закладывать такие решения, когда сгруппированные стояки водоснабжения и канализации проходят не у опор, а в середине пролета плит перекрытий — обычно у внутренней кирпичной перегородки, разделяющей санузел.

В чертежах даются, правда, диаметры отверстий и их расстояний от ориентиров (поверхности стены или края плиты), подсчитанные скрупулезно, вплоть до миллиметра. Но даже если сантехники строго выполнят эти предписания, то нет никакой гарантии, что строители смонтировали плиты в полном соответствии с проектной схемой расположения. Возможно, проектировщики надеются на кирпичные перегородки, подпирающие ослабленные плиты снизу, но и эта надежда наивна — перепланировка помещений с удалением одних и возведением других перегородок давно превратилась в своего рода соревнование "элитных" новоселов.

Подобная ситуация возникла при строительстве одного многоэтажного жилого дома с кирпичными

стенами в г. Новосибирске. Более сотни плит в нем оказались опасно поврежденными в опорных участках, а несколько десятков — в середине пролета, с разрушением двух-трех продольных ребер и с перерезанием до двух рабочих стержней из четырех (рис. 1). Дефекты эти, к счастью, вовремя обнаружили, и было решено провести усиление плит. Конструкцию усиления разработали в ЗАО "ТЭЗИС".

Наиболее простым способом усиления пустотных плит, как известно, является дополнительное продольное армирование с устройством набетонки. Однако в данных условиях задача осложнялась двумя обстоятельствами. Во-первых, набетонка может иметь ширину в опасном сечении не более сохранившейся части плиты, а, во-вторых, ослабление плит произошло несимметрично — не в средней части ширины, а с краю. То есть, кроме изгибающих моментов и поперечных сил, плиты стали испытывать и действие крутящих моментов.

Крутящие моменты неизбежно приводят к неравномерным напряжениям в бетоне и в продольной арматуре по ширине сечения. К сожалению, воспользоваться точными методами расчета (программными комплексами, основанными на методе конечных элементов) в данном случае оказалось затруднительным. Пришлось бы не только моделировать взаимодей-

твие разных элементов (бетона и арматуры, к тому же, напрягаемой), но и учитывать изменения размеров по ширине сечения (наличие пустот), между тем как требовалось оперативное решение в условиях продолжающейся стройки.

Поэтому была принята упрощенная схема, по которой плиту рассматривали как двутавровую балку с переменной шириной полков, а свесы полков (со стороны зоны ослабления в средней части пролета) рассматривали как консоли перпендикулярного направления, и тоже переменной сечения. Набетонку принимали в виде продольной полосы. Толщина ее определялась толщиной существующей цементной стяжки 40 мм, а ширина — возможностью разборки нижнего ряда кладки без риска обрушения перегородки. Дополнительную продольную арматуру класса А-III подбирали из условия совместной работы старой и новой части сечения. Для усиления консольных свесов предусматривали также набетонку в виде поперечных полос с каждой стороны ослабленного сечения, а арматуру рассчитывали как арматуру консолей. Сама набетонка является частью цементной стяжки (бетонной подготовки для плиточного пола), потому допустимую полезную нагрузку на плиту она снижает незначительно.

Усиленная конструкция представляет собой, по существу, конструкцию со смешанным армированием — с напрягаемой арматурой класса Ат-V и ненапрягаемой арматурой класса А-III. Подобные конструкции имеют ряд особенностей [1, 2], в частности, ненапрягаемая арматура вступает в работу позже напрягаемой и не во всех случаях может использовать свои прочностные возможности.

В данном случае дело усугублялось тем, что ненапрягаемая (усиливающая) арматура устанавливалась тогда, когда плиты уже были нагружены собственным весом, весом цементной стяжки и кирпичной перегородки. Кроме того, ненапрягаемая арматура устанавливалась выше напрягаемой, т.е. ближе к нейтральной оси, и напряжения в ней оказывались более низкими даже при прочих равных условиях.

С учетом этих обстоятельств было проанализировано напряженно-деформированное состояние нормальных сечений плит, для чего в упругой стадии определили начальные напряжения в напрягаемой арматуре, а затем — методом наложения расчетных диаграмм растяжения стали класса А-III и класса Ат-V — определили напряжения при действии расчетной нагрузки. При сопоставлении использовали трехступенчатые диаграммы, параметры которых приведены в СП [3]. В результате, было установлено, что арматура класса А-III свою прочность реализовать успевает, поэтому напряжения в ней были приняты равными расчетному сопротивлению.

Для оценки правильности проектного решения Строительно-экспертным бюро (ООО «СЭБ») совместно с ЗАО «ТЭЗИС» была проведена экспериментальная проверка одной из плит марки ПК 63.12-8AVт (типовая серия 1.141-1, вып. 63)] из числа имевшихся на складе стройплощадки. Среди поврежденных, плиты этой марки имеют самый большой пролет и самое большое относительное ослабление несущей способности — в них перерезаны в середине пролета два стержня диаметром 14 мм из четырех стержней (3Ø14+Ø12), т.е. несущая способность ослаблена более чем наполовину.

Аналогичным образом была ослаблена и опытная плита. Затем она была усилена в соответствии с чертежами (рис. 2) и выдержана в течение месяца для набора проектной прочности бетона усиления.

Испытания проводили в экспериментальном цехе ООО «СЭБ». Нагружали плиту штучными грузами массой в среднем по 100 кг ступенями, не превыша-

ющими, как правило, 10% контрольной нагрузкой по прочности. На каждой ступени делали выдержку не менее 10 мин. для осмотра изделия и снятия отсчетов по приборам. При испытании измеряли:

- осадки опор по углам плиты индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм,
- прогибы в середине пролета с двух сторон (прогибомерами Аистова с ценой деления 0,01 мм) и у границы ослабления (индикатором часового типа с ценой деления 0,01 мм),
- смещения напрягаемой арматуры в торцах индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм,
- ширину раскрытия трещин микроскопом МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм.

Контрольная нагрузка по прочности, указанная в типовых чертежах, была скорректирована. Во-первых, из нее был вычтен вес усиливающей части конструкции, который составил 1,9 кПа (190 кг/м²). Во-вторых, было уменьшено значение коэффициента безопасности *C*. Типовые чертежи плит были разработаны в период действия старых стандартов (ГОСТ 8829-85), когда для изделий с арматурой класса Ат-V величина *C* принималась равной 1,4. Согласно требованиям нового ГОСТ [4], при армировании стержнями класса Ат-V назначается *C* = 1,35, стержнями класса А-III — *C* = 1,3, а при смешанном армировании — равным промежуточному значению, в соответствии с соотношением расчетных усилий. С учетом этого, значение коэффициента *C* было снижено до 1,32, а контрольная нагрузка составила 10,02 кПа (за вычетом расчетного веса усиленной плиты).

Однако при оценке результатов испытания удобнее пользоваться не величиной суммарной нагрузки, которая на той или иной ступени может оказаться приложенной не по всей площади плиты, а величиной изгибающего момента в середине пролета и поперечной силы у опоры. Для данной плиты изгибающий момент от полной расчетной нагрузки равен $M_{расч.} = 65,16 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а контрольный по прочности изгибающий момент $M_{разр.}^k = 86,01 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Экспериментальную проверку опытный образец успешно выдержал (рис. 3). Первая трещина в середине пролета с шириной раскрытия 0,1 мм появилась на неповрежденной боковой поверхности плиты на 7-й ступени при нагрузке, превышающей даже контрольную нагрузку по трещиностойкости для цельных плит, а со стороны ослабления — на 9-й ступени, т.е. трещиностойкость ослабленной плиты после усиления осталась достаточно высокой.

Вплоть до 9-й ступени прогибы обеих граней — поврежденной и неповрежденной — были, по существу, одинаковыми (рис. 4), т.е. жесткость консольных свесов оказалась вполне удовлетворительной. Лишь при дальнейшем увеличении нагрузки прогибы поврежденной грани стали расти более интенсивно.

Наконец, нормальные и наклонные сечения продемонстрировали намного более высокую прочность, чем требуют типовые чертежи и ГОСТ). Разрушение плиты произошло в ослабленном сечении вследствие текучести арматуры. Изгибающий момент в нормальном сечении при разрушении достиг величины $M_{разр.}^{on} = 111,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$, что в 1,71 раза выше расчетного момента $M_{расч.} = 65,16 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а поперечная сила — величины 79,9 кН, что в 1,9 раза выше расчетного значения 42,04 кН.

После разрушения плиты из нее были извлечены две группы отрезков арматуры класса Ат-V — из зоны разрушения и из опорных участков. Испытания образцов на растяжение показали следующее. У стержней первой группы средний условный предел текучести составил $\sigma_{02} = 1139 \text{ МПа}$, временное сопротивление при разрыве $\sigma_{вр} = 1218 \text{ МПа}$, относительные деформации при разрыве $\delta_5 = 10\%$, а у стержней второй



группы — соответственно 1062 МПа, 1276 МПа и 17%. Из сопоставления характеристик видно, что в зоне разрушения напрягаемая арматура сумела реализовать более половины своих деформационных возможностей, т.е. достичь условного предела текучести. Об этом же свидетельствует и более высокий условный предел текучести, выросший в результате упрочнения стали. Одновременно были испытаны и образцы арматуры класса А-III, у которых физический предел текучести составил $\sigma_s = 401...416$ МПа, временное сопротивление $\sigma_{вр} = 618...627$ МПа, относительное удлинение $\delta_s = 28...32,7\%$.

С учетом фактических характеристик арматуры, прочности бетона и размеров сечения была подсчитана теоретическая несущая способность нормального сечения при изгибе. Она составила 109,3 кН·м, т.е. практически совпала с изгибающим моментом при разрушении $M_{разр.}$, что подтвердило правильность принятых расчетных предпосылок.

Чрезмерные запасы, однако, не должны вводить в заблуждение по двум причинам. Во-первых, армирование плиты, оставшееся после ослабления оказалось несколько большим, чем ожидалось (по всей видимости, на заводе-изготовителе попросту перестраховались). Если бы армирование полностью соответствовало проектному, то, как показали расчеты, изгибающий момент от разрушающей нагрузки снизился бы до величины 98,2 кН·м, что в любом случае намного больше величины контрольного изгибающего момента по прочности.

Во-вторых, — и это главное — усиление опытного образца было выполнено квалифицированными рабочими и под контролем ИТР в строгом соответствии с требованиями чертежей усиления, а потому была обеспечена совместная работа усиливающей и усиливаемой частей плиты. При отсутствии же должного сцепления нового бетона со старым несущая способность конструкции резко снизится.

ВЫВОДЫ

1. Конструкция усиленных (после ослабления отверстиями) пустотных плит, разработанная в ЗАО "ТЭЗИС", обладает достаточной несущей способностью, что подтвердили испытания, выполненные ООО "СЭБ" при участии ЗАО "ТЭЗИС".
2. При проектировании многоэтажных зданий следует безоговорочно исключить устройство отверстий в пролете железобетонных пустотных плит для пропуска вертикальных коммуникаций либо предусмотреть для этого монолитные вставки вместо сборных плит с разработкой соответствующих мероприятий по усилению ослабленных участков.
3. Экспертам Главгосэкспертизы рекомендуется обратить более серьезное внимание на ту часть проектной документации, которая связана с устройством отверстий в междуэтажных перекрытиях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК:

1. Габрусенко В.В., Бутвиловский И.И., Светов А.А. Плиты покрытия размерами 3x12 м со смешанным армированием // Бетон и железобетон.— 1990, №2.—С.15-16.
2. Габрусенко В.В.. Особенности проектирования плит со смешанным армированием // Известия вузов. Строительство.—1992, №9-10.—С.10-13.
3. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Свод правил.
4. ГОСТ 8829-94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.

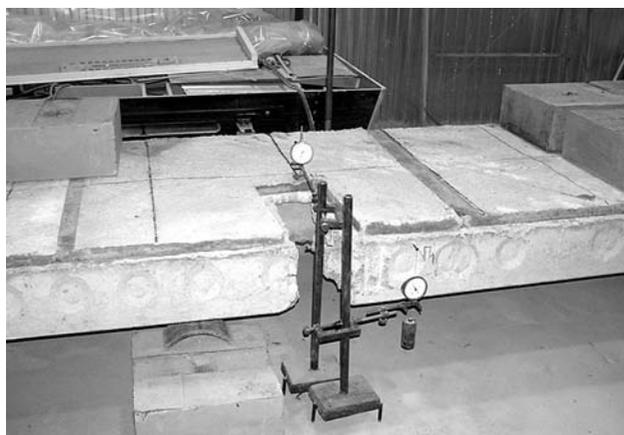


Рис. 2. Фрагмент опытного образца.



Рис. 3. Испытание опытного образца.

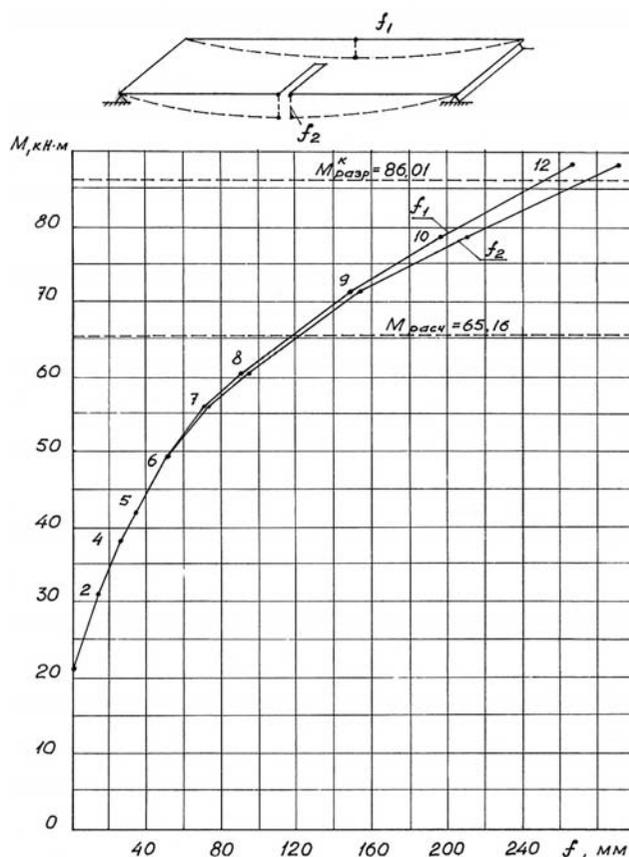


Рис. 4. Графики прогибов опытного образца (по оси ординат приведены изгибающие моменты с учетом собственного веса)