

ГОССТРОЙ СССР
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
(НИИЖБ)

**АНАЛИЗ АВАРИЙ
И ПОВРЕЖДЕНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**



МОСКВА 1981

ГОССТРОЙ СССР
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
(НИИЖБ)

**АНАЛИЗ АВАРИЙ
И ПОВРЕЖДЕНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**

Сборник научных трудов

**Под редакцией
канд. техн. наук Б. Н. Мизернюка**



**МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1981**

УДК 69.059.22

A 30205 - 1240 Зак. изд. 3202000000
047(01) - 81

© Научно-исследо-
вательский институт
бетона и железобетона
(НИИЖБ), 1981

ПРЕДИСЛОВИЕ

В практике эксплуатации промышленных и гражданских зданий нередко возникает необходимость оценки несущей способности и деформативности существующих строительных конструкций. Обычно такие вопросы рассматриваются при реконструкции предприятий, модернизации оборудования и технологических процессов, связанных с изменением нагрузок и воздействий на конструкции, а также при обнаружении каких-то дефектов, повреждений и повышенных деформаций несущих элементов.

В статьях сборника рассматриваются наиболее часто встречающиеся в практике случаи дефектного состояния различных железобетонных конструкций, признаки его внешнего проявления, описаны причины возникновения дефектов и их влияние на эксплуатационные качества элементов. Приведены некоторые апробированные способы устранения повреждений, восстановления и усиления дефектных или обладающих недостаточной прочностью железобетонных конструкций.

Материалы сборника предназначены для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций, занимающихся обследованием, оценкой и восстановлением железобетонных конструкций, а также для персонала эксплуатационных служб надзора за зданиями и сооружениями промышленных предприятий.

Все замечания и пожелания по содержанию сборника просим направлять в НИИЖБ по адресу: 109389, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6.

Дирекция НИИЖБ

Б.Н. Мизернюк, канд. техн. наук

НЕКОТОРЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ОСНОВЕ ИЗУЧЕНИЯ ДЕФЕКТОВ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ СООРУЖЕНИЙ

В течение многих лет Центральной лабораторией теории железобетона НИИЖБ ведутся работы по консультации организаций и предприятий, занимающихся проектированием, строительством и эксплуатацией зданий и сооружений. Проводятся также обследования конструкций в эксплуатируемых сооружениях, чтобы установить причины возникающих дефектов. Статья составлена по материалам многочисленных обследований и консультаций.

В большинстве случаев приходится встречаться с ошибками, возникающими из-за нарушения требований норм, отступлений от проектов или нарушений технологии изготовления конструкций. Дефекты могут возникать и при взаимодействии указанных причин.

В статье сделана попытка на основании проведенных обследований проанализировать конструктивные решения, применение которых вызвало те или иные дефекты эксплуатационных зданий, и указать на недочеты в отдельных проектных решениях, которых следует избегать. Некоторые из этих указаний можно распространить на группы конструкций, а в некоторых случаях на все железобетонные конструкции.

1. ВИДЫ ОБСЛЕДОВАВШИХСЯ КОНСТРУКЦИЙ

Фермы. Сегментные фермы пролетом 27 м с раскосной решеткой, обследованные в Волгограде, выполнены по проекту ЭКБ НИИЖБ (авторы А.П. Васильев, Н.Н. Лессиг, Б.Н. Мизернюк, С.С. Кротовский). Марка бетона М400, масса ферм 7,5 т. В двух фермах в результате взрыва электролизной печи алюминия при опрокидывании ковша с водой было выбито по одной стойке и по одному раскосу. Однако заметных деформаций или прогибов в фермах не было. Каналы с арматурой из проволочных пучков с анкерами типа "Фрейсине" по 16–18 проволок в пучке инъецировались раствором через концевые пробки с контролем заполнения; каналы заполнены хорошо, арматура цела. Масса ферм пролетом 27 м, применяемых в настоящее время, достигает 9,8 т.

Такое же состояние ферм, изготовленных по проекту Промстройпроекта, отмечено в Новокузнецке. В нижнем поясе обна-

ружены трещины вдоль каналов пучковой арматуры, образовавшиеся при вытягивании каналаобразователей, которые не раскрываются. Сохранность арматуры обеспечена. По массе (9,8 т) эти фермы являются прототипом современных.

В сборных фермах серии ПК-01-76 (проект НИИ-200), элементы которых бетонировались бетоном с добавкой CaCl_2 , часть арматуры решетки ферм корродировала, вызывая отколы защитного слоя бетона (по данным обследований в Рыбинске и Угличе). Пакет проволок напряженной арматуры, расположенный в открытом канале нижнего пояса, был собран у опор в три анкера по 24 проволоки, образовавших почти сплошную цилиндрическую поверхность.

При инъектировании каналов для анкеров через боковые штуцера раствор внутрь пучка не прошел и арматура корродировала. Ввиду опасности коррозии высокопрочной проволочной арматуры фермы пришлось усилить.

В фермах, обследованных в Краснодаре, при бетонировании элементов без добавок CaCl_2 и при четырех анкерах по 18 проволок таких явлений отмечено не было.

В фермах серии ПК-01-129 со стержневой арматурой в каналах, инъцированных через боковые штуцера, обнаружены пустоты и коррозия стержней. Однако в середине пролета фермы, состоящей из двух полуферм, в точеном натяжном концевике коррозии не было. Наблюдение в течение шести лет через заклеенные полиэтиленовой пленкой отверстия показало, что в середине пролета (над пропарочными камерами завода ЖБИ в г. Усолье-Сибирском) коррозия не прогрессировала, а у опор, в местах протечки кровли, было отмечено развитие коррозии, что привело к необходимости усиления.

В фермах серии ПП-01-02 были обнаружены отколы лещадок (2) у опор со стороны нижней при бетонировании грани (рис.1), что вызывалось установкой всех "гребенок" косвенной арматуры лишь сверху. Этот брак вызван отсутствием анкеровки на свободных концах гребенок.

В фермах серий ПП-01-02, ПП-01-27, ПК-01-129, ПК-01-76 и др. отмечалось одностороннее раскрытие трещин (1) в элементах решетки, вызываемое сдвигом арматурного каркаса при изготовлении ферм с оси элемента, особенно заметное в случаях применения плоского одиночного каркаса вместо пространственного (см.рис. 1).

В растянутом поясе ферм, у которых ненапряженная арматура по проекту состоит из двух П-образных сеток, в нескольких случаях отмечены продольные трещины (1) по граням, около которых происходит переход стыка сеток (рис. 2) в случае, когда этот стык выполнен неполноценно. Хаотически направленные трещины (2) возникают из-за нарушений технологии железобетона и применения цемента с добавками, обладающего повышенной неравномерной усадкой.

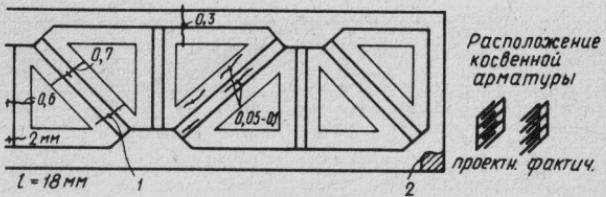


Рис. 1

Рис. 2

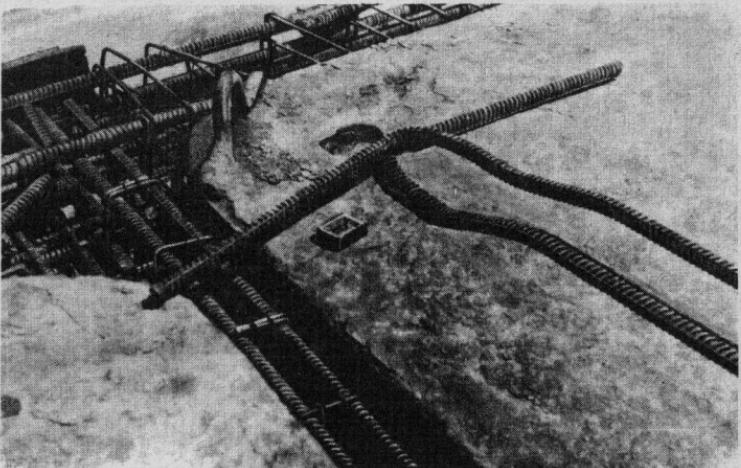
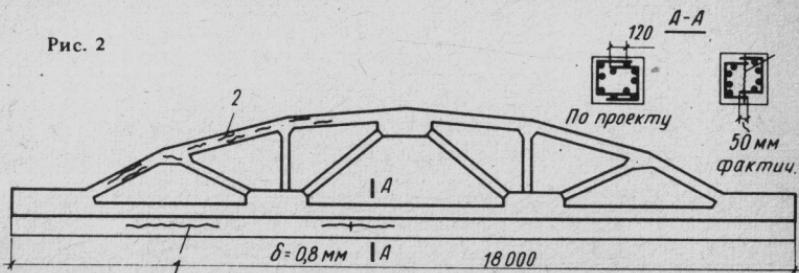


Рис. 3

В полигональных фермах (проект ГПИ-4), примененных на некоторых предприятиях легкой промышленности (рис. 3), обнаружены продольные и наклонные трещины в узлах верхнего пояса (в Ашхабаде в 50% всех обследованных ферм с раскрытием до 0,3 мм). Образование трещин вызвано отсутствием

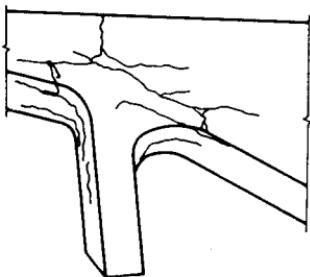


Рис. 4

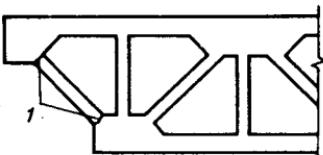


Рис. 5

замкнутых хомутов в конструкции узлов с плоскими каркасами при наличии изгибов (по проекту) анкерных концов стержней элементов решетки "из плоскости" фермы (на рис. 3 стержни, изогнутые "из плоскости", лежат на опалубке; в каркасе установлены стержни с исправленной анкеровкой). Наличие трещин в 50% ферм объясняется тем, что перед монтажом каждую вторую ферму испытывали расчетной нагрузкой с коэффициентом $c = 1,6$, т.е. контрольной разрушающей нагрузкой, после снятия которой появившиеся трещины, естественно, не закрывались (рис. 4).

Фермы серии ПП-01-02 в покрытиях зданий камвольного комбината в Тюмени и завода искусственного волокна в Каунасе, имевшие перегрузку против проекта вследствие утолщений плит, в общем имели хорошее состояние, лишь в местах примыкания преднапряженных опорных раскосов к узлам поясов (рис. 5) отмечались трещины (1) с раскрытием обычно менее 0,1 мм, но в отдельных случаях до 0,2 и даже 0,3 мм. В последнем случае было применено сложное по конструкции усиление.

В подстропильных фермах серии ПП-01-110 (УралАЗ в Миассе, ХБК в Киржаче и др.) обнаружены мелкие односторонние трещины в растянутых раскосах (подвески опоры стропильной фермы) скорее усадочного и местного, чем силового характера. В опорных узлах этих ферм трещин поверху не отмечено, несмотря на приварку опоры стропильной фермы (защемление в опоре). В подстропильных балках такие трещины в случае приварки опор стропильной балки к торцам обеих подстропильных балок отмечаются во всех случаях, даже если приварка осуществлена в одной балке, а на второй – болтовое крепление.

Обследован случай обрушения арочной фермы серии ПК-01-28 вследствие ее асимметричного загружения: при строительстве здания потребовалось поднять на покрытие кирпич; для установки лифтового подъемника с одного полупролета ферм бы-

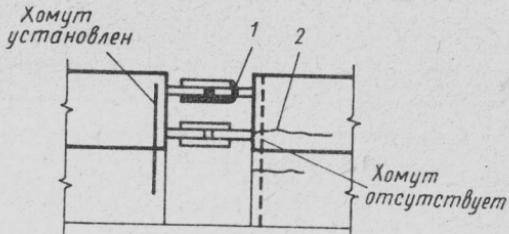


Рис. 6

ли сняты четыре плиты ПКЖ, а кирпич складировался на плитах другого полупролета. В результате этого незагруженный участок сжатого пояса ферм потерял устойчивость и произошел его излом. Стык арматуры в сетке был выполнен внахлест длиной 320 мм (20 диаметров) при арматуре диаметром 16 мм и шаге хомутов 160 мм (10 диаметров рабочей арматуры). По проекту на длине стыка (20 диаметров арматуры) установлено три хомута, но крайние хомуты расположились за концами нахлестов и фактически в пределах стыка оказался (в середине его) один хомут. Чтобы избежать этого, необходимо согласовать длины перехлестов в стыках продольной арматуры и шаг хомутов.

На рис. 6 показан разрыв стыкового выпуска стержня (1) рабочей арматуры фермы во время сварки на морозе при соединении двух полуферм на монтаже. Эта конструкция стыка полуферм применяется лишь в тульском тресте "Железобетон", и случай единичен. В большинстве соединенных поясов ферм около стыка образовались трещины вдоль выпусков (2). Аналогичное явление отмечалось во многих местах, где применялись стыки с такими выпусками. Этот дефект объясняется отсутствием в бетоне около выхода выпуска арматуры охватывающего хомута: при прогибах и ударах выпущенного стержня растягивающие усилия, не воспринимаемые хомутом, действуют на бетон, вызывая его откол.

Балки. Обследовались стропильные и подстропильные балки покрытий, преднапряженные и обычные балки перекрытий и подкровельные балки.

В подстропильных балках серии ПК-01-17 и ПК-01-25 прямоугольного очертания (рис. 7) отмечены трещины в опорах (Мичуринск, Тамбов, Сызрань и др.), свидетельствующие о частичной заделке их под опорой стропильных балок (1), и косые трещины в стенке балки над опорной консолью (3). В случаях когда верхняя продольная арматура подстропильной балки не доходит до торца, трещина (1) выходит на верхнюю грань балки (выход ее на торец препятствуют торцевые хо-

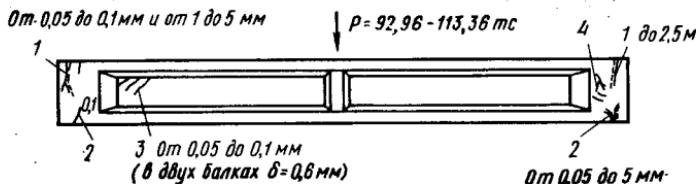


Рис. 7

муты). Кроме того, наблюдались усадочные трещины (4) и трещины над стержнями анкеров закладных деталей (2), расположенных близко к поверхности бетона.

При замене преднапряженной арматуры ненапряженной арматурой с анкеровкой в сварной конструкции на опоре в балках появились косые трещины под углом 45° с раскрытием до 0,3–0,4 мм, что в 4–5 раз превышает расчетное. В преднапряженных балках трещины либо не появляются вовсе, либо имеют раскрытие около 0,05 мм.

В подстропильных балках треугольного очертания (рис. 8) при полезной нагрузке 66 тс, прочности бетона 400 кгс/см² и арматуре из пучков проволоки в каналах (Бологое), кроме усадочных трещин (1) и (2), отмечены трещины (3) в растянутой зоне с раскрытием до 1 мм при инъекции некачественным раствором, а при полном отсутствии сцепления арматуры с бетоном – до 5 мм. В таких же балках в г. Находке обнаружены пустоты в каналах, хотя трещин не наблюдалось. В обоих случаях балки были усилены стальными шпренгелями из-за опасности коррозии арматуры.

При замене в таких же балках преднапряженной арматуры ненапряженной арматурой (на прокатном стане 1700 в Череповце) в пролете появились обычные трещины с раскрытием до 0,1 мм, а у опор – косые с раскрытием до 0,2 мм. Балки оставлены без усиления.

В балках этих же серий отмечались трещины в верхнем поясе на опорных участках и сильно раскрывающиеся трещины вверху на торцах, причем даже в случаях, когда опора стропильной балки не была приварена к верхней торцевой детали подстропильных балок. В подстропильных фермах трещины такого рода отмечаются редко. Это указывает на влияние меньшей

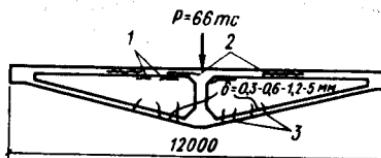


Рис. 8

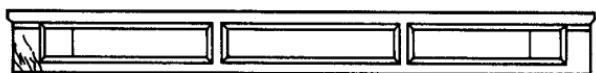


Рис. 9

жесткости подстропильной балочной конструкции на появление трещин на ее торце при различных условиях защемления.

Обследования балок серии ПК-01-05 с плоским сварным ненапряженным каркасом, эксплуатировавшихся в течение 12–17 лет, показали весьма удовлетворительное их состояние и отсутствие серьезных повреждений от коррозии, несмотря на трещины, в частности косые с раскрытием до 0,5 и даже 0,7–0,8 мм (в малоармированной части стенки). Особенno надежна анкеровка арматуры.

В этих балках, как и в балках других серий с тонкой стенкой (например, в Тамбове), армированных хомутами без отгибов, при отсутствии преднапряжения продольной арматуры отмечено увеличение раскрытия трещин против расчетного. При наличии отгибов или преднапряжения раскрытие косых трещин резко уменьшается.

В балках серии ПП-01-01 (Севастополь) наблюдалось массовое нарушение анкеровки проволочной арматуры с образованием на боковых поверхностях наклонных трещин отлома лещадок бетона (прочность бетона от 330 до 510 кгс/см²) в нижнем опорном узле (рис. 9). Здесь причиной дефекта было уменьшенное против проектного числа хомутов вокруг пакета преднапряженных проволок. Отчасти это вызвано густотой армирования опорного узла, который должен конструироваться с учетом достаточного удобства его исполнения, что бывает не всегда.

В опорном узле балок серии ПП-01-01 с канатной арматурой густота арматуры меньше. Обследование в г. Фрунзе показало, что в 50% балок имеются косые трещины с раскрытием до 0,1 мм. Это произошло вследствие допущенного проектом снижения проектной прочности бетона с 500 до 400 кгс/см², а фактически – до 320–350. В некоторых балках (3 из 200) эти трещины пересекли около опоры нижнюю грань, достигая раскрытия 0,2; 0,8 и 2,5 мм (рис. 10). Косые трещины также раскрывались до 0,4; 0,8 и даже местами до 1,1 мм. В этих местах произошло проскальзывание рабочей арматуры и требовалось усиление балок.

Обследование узлов опирания стропильных балок на консоли подстропильных балок в Тамбове, Москве, Севастополе, Казани, Ульяновске и других городах показало наличие трещин на торцах консолей под опорами стропильных балок. В двух случаях отмечены вертикальные трещины в консоли около стенки подстропильной балки (Тамбов). Причиной этого явля-

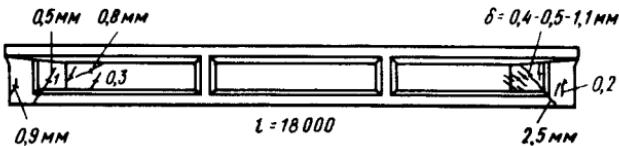


Рис. 10

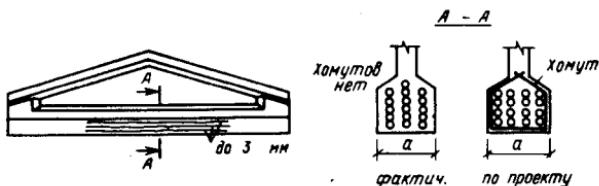


Рис. 11

ется армирование консолей парными полукаркасами арматуры, надвигаемыми сбоку, при котором толщина защитного слоя бетона на торце консоли может быть увеличенной (до 120 мм). Этот слой скальвается, а длина анкеровки рабочих стержней гладкой арматуры каркасов (без крюков \varnothing 12 мм) в стенке балки толщиной 220 мм оказывается недостаточной и консоль откалывается вследствие выдергивания арматуры каркаса из бетона стенки, что аналогично случаю замены сетки кованной арматуры двумя гребенками в опорных узлах ферм (см. рис. 1) и требует усиления.

В балках серии ПК-01-06 (Рыбинск) продольные трещины на нижней грани при отсутствии хомутов проходили по рядам напряженной арматуры и увеличивались при отсутствии внешней нагрузки (рис. 11). После подгрузки раскрытие трещин прекратилось, и нижний пояс был перебетонирован с установкой хомутов. Аналогичные трещины в балках этой же серии были отмечены в Мелекесе, где ненапряженная арматура в нижнем поясе состояла из двух надвигаемых полусеток, стыковочный переход которых был мал и по концам "полухомутов" не было продольного анкерного стержня. Этот случай аналогичен рассмотренному выше случаю неправильного армирования нижнего пояса ферм серии ПК-01-129 (см. рис. 2).

В стропильных балках серии ПК-01-06 в Казани обнаружено постепенное разрушение опорных участков с развитием большого числа наклонных трещин (2, 3, 5) и раскрытие отдельных трещин на нижней грани около опор (1, 7), указывающих на постепенное разрушение анкеровки и проскальзывание стержней рабочей арматуры класса А- Φ_2 (рис. 12). Балки, изготовленные в зимний период, разрушились с образованием усадочных трещин (4, 6), развивающихся в трещины отрыва полки (5).

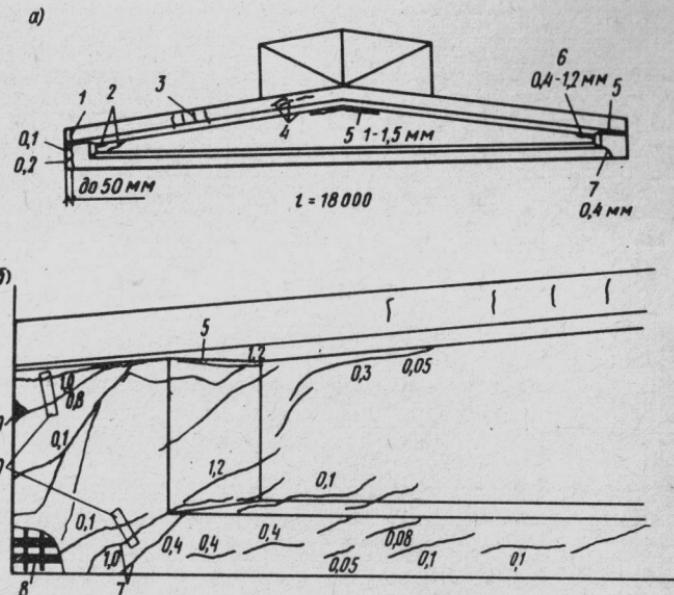


Рис. 12. Балка с нарушенной анкеровкой
 а—общая схема трещин: 1—откол торцевого защитного слоя; 2—косые трещины в стенке; 3, 4, 6—усадочные трещины; б—деталь трещинообразования в узле А: 5—трещина откола бетона верхней полки вследствие деформаций; 7—косая трещина, пересекающая нижний пояс при проскальзывании арматуры; 8—откол защитного слоя от проскальзывания торца при проскальзывании каналов арматуры Φ 6 мм; 9—выкол бетона от сдвига верхней полки; 10—маяки

при увеличении деформаций. Те же балки, изготовленные в теплое время года, не вызывали опасений. При исследовании технологии производства оказалось, что балки изготавливались на длинном стенде в опалубках с паровой рубашкой; опалубка на торцах балок паровой рубашки не имела, и арматура в промежутках между балками не обогревалась. Торцы балок, таким образом, не подвергались тепловой обработке и в особенно тяжелых условиях оказался бетон на участке анкеровки арматуры, через которую он охлаждался, что и приводило к разрушению.

При обследовании стропильных балок из сборных блоков конструкции НИИ-200 в большинстве случаев (рис. 13) выявлены трещины в ребрах блоков (3), образующиеся от коррозии конструктивной арматуры, имеющей с двух или трех сторон защитный слой бетона 1–1,5 см, что является недостаточным.

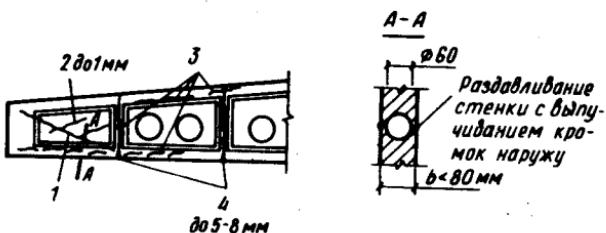


Рис. 13

В опорных блоках этих балок в нескольких случаях от действия главных сжимающих напряжений происходило разрушение тонких стенок каналов (1), после чего возникали новые косые трещины (2), падало преднапряжение, раскрывались швы между блоками (4). Иногда такое разрушение внешне незаметно.

В Мурманске проведено обследование покрытия над рампой железнодорожного пути холодаильника Мясорыбторга после обрушения одной из сталежелезобетонных шпренгельных балок пролетом 12 м (рис. 14), перекрывавших половину длины рампы. В остальной части длины рампы были установлены балки БПК-12 серии ПП-01-02, в которых при тех же нагрузках трещин не было. Причиной обрушения было образование сугревого мешка высотой 3,6–4 м со средней плотностью¹ снега 475 кг/м³, что создало кососимметричную нагрузку с наибольшей интенсивностью до 2 тс/м² и вызвало потерю устойчивости стойки шпренгеля, не связанной продольной связью с соседней балкой. Следует отметить, что по результатам расчета при имевшей место нагрузке мог разрушиться железобетонный ригель от изгиба вверх над стойкой шпренгеля под участком малой нагрузки, если бы стойки не потеряли устойчивость. Все стойки имели начальный эксцентрикитет до 2–4 см из плоскости шпренгеля, что служит дополнительной причиной снижения устойчивости системы и объясняет форму разрушения.

Такие системы устойчивы на монтаже, что создает иллюзию их устойчивости в эксплуатации, в связи с чем строители пре-небрегают установкой связей. Связи и узлы должны конструироваться, как для металлических конструкций. Пренебрежение этим правилом привело в 1975 г. к аварии покрытия сельскохозяйственного здания в Загорском районе Московской области (проект Мосгипросельхоза, шифр 5530-50, моноблок для выращивания 3376 телок), где в узлах, в которых на одном сквозном болте соединялось семь косынок, одна разорвалась, а связей "из плоскости" не было.

¹ В метеорологических справках под плотностью снега понимается масса водного вещества в твердом, жидким и газообразном состояниях в единице объема, т.е. неоднородных материалов (средняя плотность).

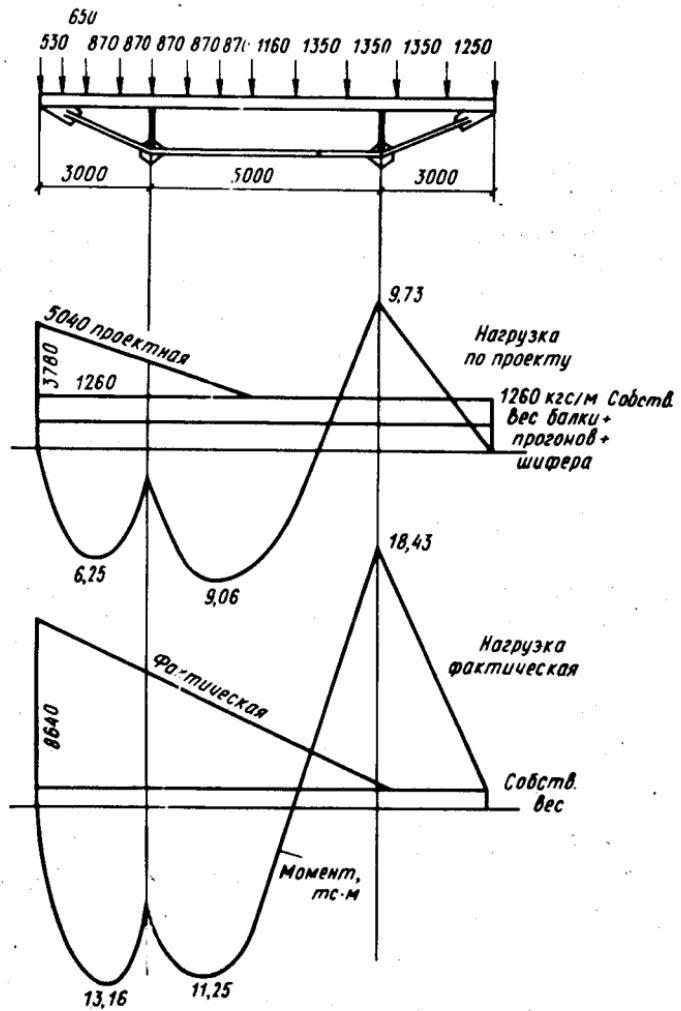


Рис. 14

Балки перекрытий подвержены эксплуатационным воздействиям часто более тяжелым, чем балки покрытий.

В ригелях серий ИИ-20, ИИС-20 в узлах опирания бывает несовпадение сварных выпусков арматуры по высоте и в плане. Этого несовпадения можно избежать, если в проектах предусматривать применение при бетонировании кондукторов для выпусков.

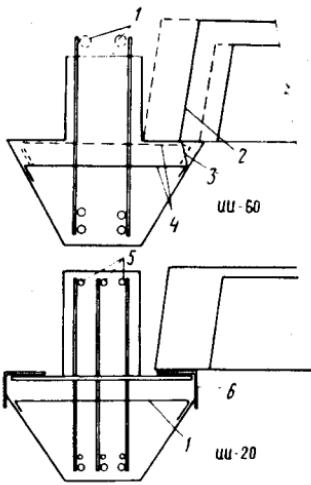


Рис. 15

Для ригелей серии ИИ-60 (рис. 15) характерно опускание конструктивной сетки остроугольной полки в трапециoidalной части сечения (4), что вызывает сомнения в прочности полки, особенно при уменьшенной длине опирания плит (2) вследствие монтажных неточностей. Сетка (4) в расчетах полки на изгиб практически не учитывается (4×3 мм на 1 м при бетоне марки М300). Расчет показывает, что опирание плит через все торцевое ребро на полосу шириной более 3 см от края полки достаточно прочно, однако при опускании арматурных сеток бывают случаи, когда край полки откалывается (3), причем сетка обнажается. Поэтому при длине опирания плит меньше 4 см рекомендовано усилить их опорную конструкцию подвеской ребер плит через перекидное коромысло из уголков 90x10, скрытое в полу.

На Хайтинском фарфоровом заводе (Иркутская обл.) было обнаружено опускание конструктивной сетки (4) остроугольной полки ригеля (серии ИИС-20). Плиты опираются на полки продольными ребрами через закладные детали (6) из уголка 90x10 длиной 300 мм вдоль полки с анкерами $2 \varnothing 12$ АIII, надвигаемые попарно с боков ригеля при монтаже арматурного каркаса. Фактически эти детали были сварены попарно заранее, поэтому при распиравании опалубки во время бетонирования оказались как бы смещеными от края полки внутрь балки на 4–6 см. При поверочных расчетах прочности этой опоры ГПИ-3 (автор проекта) принял за ширину изгибающего сечения консольной полки ширину плиты, при этом процент армирования получился меньше 0,2. Поскольку конструктивная сетка

План балки

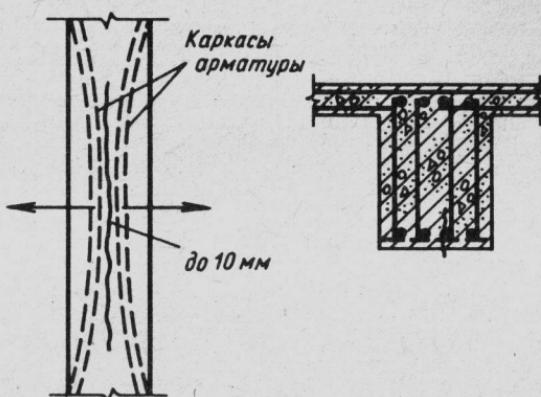


Рис. 16

опустилась, полка была отнесена к бетонным элементам, т.е. таким, которые допускаются к эксплуатации под нагрузкой только на упругом основании, и строительство было приостановлено. В данном случае шириной изгибающего сечения продольной полки следует считать ширину закладной детали в ней; при этом процент армирования и несущая способность полностью соответствовали нормам и проекту.

При обследовании встречались балки с несколькими плоскими сварными каркасами арматуры, запроектированные по аналогии с балками отмененной серии 1-82-Р6 (ЦНИИПромзданний, 1959 г.). В этой серии плоские каркасы соединены понизу всего тремя поперечными стержнями: по одному около опор и в середине пролета (нарушение п. 12.27 СНиП П-В.1-62 и П-В.1-62* или п.5.22 СНиП П-21-75; расстояние между поперечными стержнями не более 500 мм и не более удвоенной ширины балки, что при ширине 200 мм составляет 400 мм). В этих балках часто наблюдаются продольные трещины вдоль растянутой арматуры (рис. 16) (при отсутствии признаков коррозии арматуры) вследствие выпрямления арматуры при загружении балок.

Балки этого типа широко применялись в проектах нефтезаводов, где они находятся часто в незакрытых сооружениях, подверженных атмосферным воздействиям. Со временем балки расслаиваются по плоскостям каркасов практически независимо от прочности бетона. На эту ошибку следует обратить внимание, поскольку отмененная серия иногда применяется как прототип при создании новых балок.

Аналогичные ошибки обнаружены в 4-этажном здании, 9-метровый пролет которого был перекрыт балками с преднапряжен-

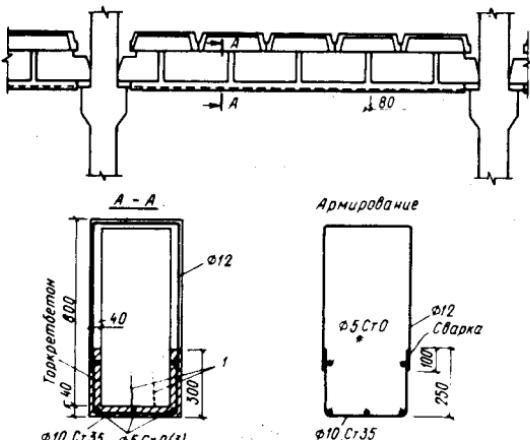


Рис. 17

ной продольной арматурой и плоскими сварными каркасами поперечной арматуры, соединенными в поперечном направлении лишь тремя шпильками (Ульяновск). Применение новоульяновского цемента с большим содержанием добавок (опоки) приводит к значительной усадке бетона, в конструкциях образуются усадочные трещины с раскрытием до 0,2–0,3 мм (в ненагруженных колоннах из бетона марки М300 в том же Ульяновске) и даже до 1 мм (колонны из бетона марки М400 в Заволжье). По нижней грани ригелей возникли продольные извилистые трещины, которые в некоторых ригелях под действием преднапряжения арматуры при отсутствии расчетной нагрузки раскрылись до 3–4 мм, а в одном ригеле до 7 мм (1 на рис. 17). Подгрузка ригеля грузом около 1 тс/м уменьшила раскрытие трещины до 4 мм. Ригели были усилены установкой П-образной сетки снизу с ее торкретированием (рис. 17). Данный случай аналогичен рассмотренным дефектам балок в Рыбинске и Мелекесе.

По-видимому, следует устанавливать дополнительную поперечную арматуру в тех случаях, когда применяются бетоны с большой усадкой (обычно на цементе с добавками).

Подкрановые балки и подкрановые эстакады обследовались на многих предприятиях. Наиболее часто встречающийся дефект – образование сквозных вертикальных трещин (1, 2, 4) по всей высоте балок под действием боковых сил при продольном перемещении мостовых кранов (рис. 18 и 19). Как показали измерения, усилия от боковых воздействий превосходят нормативные значения в 4–5 и до 7 и более раз (например, при сходе крана с рельсов). Это установлено в результате длительной фиксации самописцами поперечных отклонений вер-

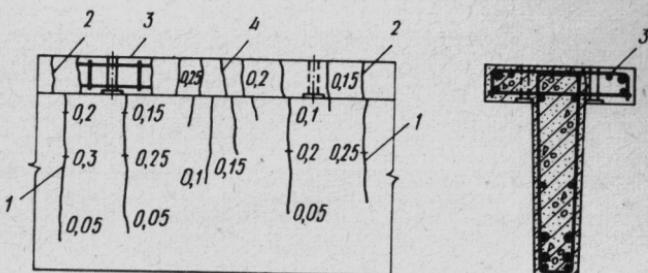
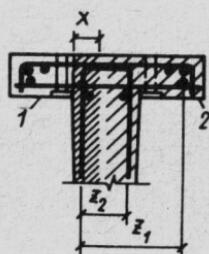


Рис. 18

a)



б)

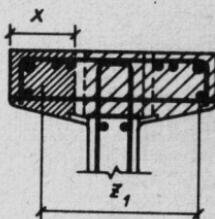


Рис. 19

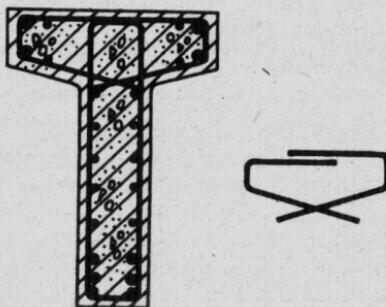


Рис. 20

хушек колонн при проходах мостовых кранов и тарировкой сил, вызывающих такие отклонения. Все колонны имеют в заделке трещины до 0,1—0,3 мм, несмотря на то, что качество заделки хорошее. Эти вертикальные трещины при движении крана вверху закрываются, а внизу раскрываются (Калинин, вагонный завод, наблюдение с балок соседнего пролета, расположенных над колоннами).

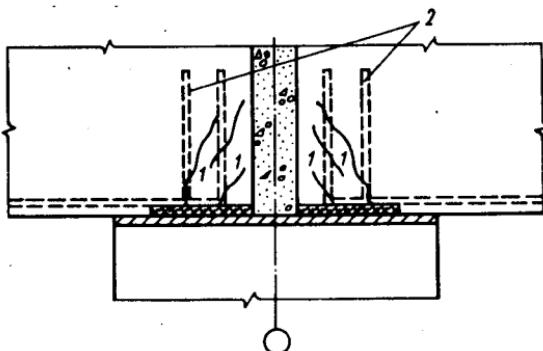


Рис. 21

ложенных на 2 м ниже обследуемых; при обычном наблюдении с крана этот дефект не замечен), причем изменение раскрытия достигает 0,1–0,2, а в одном случае 0,3 мм.

Вторым дефектом подкрановых балок является откол полок (1, 3) около мест крепления болтов (см. рис. 18, 19, а), который уменьшает первоначальную полезную высоту полки в горизонтальной плоскости (рис. 19, б). Отколы происходят в основном из-за отсутствия в полках нижней ветви хомутов (требуемое армирование показано на рис. 20). Особенно часто это наблюдалось при старой системе крепления рельса, расположенного высоко на подкрановом брусе. При новой системе (КЭ-01-51) рельс расположен ниже, и боковые воздействия кранов вызывают меньшие усилия в болтах крепления рельсов. В большом числе случаев отлом полки произошел при расчистке от бетона отверстия для болта. Усиление отломанной полки производится установкой швеллеров вдоль полок, сваренных между собой и подбетонированных. Это усиление, кроме того, резко улучшает работу балки из плоскости под действием боковых усилий.

В некоторых случаях происходили образование около опоры балок косых трещин (1) нисходящего направления и отлом нижнего угла. Причину этих повреждений объясняли ошибочно отрывом закладной детали (2), не приваренной к продольной арматуре (рис. 21). На самом деле трещины возникают при проскальзывании стержней (канатов) преднатяженной арматуры и следующего за ним разлома на лещади нижней части торца балки. В дальнейшем происходит сдвиг всей балки относительно отломанного бетона, в котором находится закладная деталь, приваренная к опоре. Причина дефекта в недостаточном поперечном армировании. Приварка закладной детали к не-напряженной конструктивной арматуре полезна, но явно недостаточна. В Орске три сетки были заменены тремя гребенка-

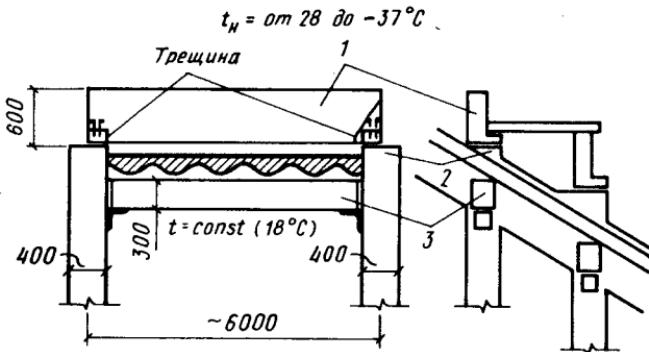


Рис. 22

ми, причем установленными небрежно, что и привело к разрушению. Излишки арматуры в узле чрезвычайно затрудняют установку сеток весьма необходимой косвенной арматуры, на что следует обращать внимание при конструировании опорных узлов.

Влияние температурных воздействий на балки обнаружено при обследовании конструкций трибун стадиона в Туле (рис. 22). Балки трибун (1), приваренные к опорным колоннам (2), находились над перекрытием отапливаемого помещения, балки которого (3) были приварены к тем же опорам. Балки были подвержены перепадам наружных температур, а балки (3) находились в условиях постоянной температуры. Опорные закладные детали балок трибун оказались вырванными из бетона. Здесь должны были быть запроектированы подвижные опоры.

При устройстве скользящих (подвижных) опор ферм покрытий здания гидростанции на высоте колонн (высота 42 м), к которым с наружной стороны были закреплены провода и гро-зоотбойные тросы, при понижениях температуры (тяжение тросов и укорочение ферм противонаправлены) происходило проскальзывание ферм в опорах, а при повышении температур такого проскальзывания не было; прогиб колонн в 1:10 000, как консольной стойки, не вызывал значительных упругих усилий. Постепенно проскальзывание достигло 40 мм (1/1000 высоты) и привело к расстройству опор покрытия (изгиб опорных деталей), в результате чего потребовалась замена конструкций покрытия. В данном случае устройство подвижной опоры оказалось вредным.

В температурных швах покрытия при размерах температурного блока 72x72 м (сетка колонн 12x18 м) встречались случаи опирания стропильных ферм на подстропильные через катки, а концов плит покрытия на подстропильные фермы без катков

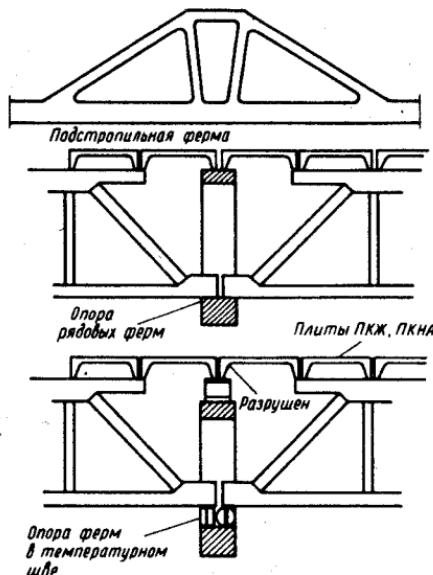


Рис. 23

(рис. 23). В этих случаях наблюдаются изломы плит. В плитах, опертых на рядовые фермы, в опорах которых нет катков, изломов не происходит. Причина — расчет конструкций на постоянную температуру внутри помещения ($21 \pm 0,5^{\circ}\text{C}$), в то время как при длительности строительства от 3 до 5 лет температура многократно изменяется в весьма широких пределах. Конструкции опор (катковые, скользящие, неподвижные) во всех элементах температурных швов должны проектироваться одинаковыми.

В покрытиях серии ПП-01-01 для опирания плит потолка применяются балки таврового сечения с консольной полкой снизу, подвешиваемые к фермам серии ПП-01-01, и т.п. (с параллельными поясами). По проекту стенки балок армированы двумя вертикальными каркасами, полка — горизонтальным каркасом. Ввиду трудности монтажа сварного каркаса каркас полки был заменен двумя гребенками (рис. 24). При испытании балки в Киржаче полка отломилась при нагрузке, несколько превышающей расчетную. Улучшение анкеровки было достигнуто заменой в «гребенках» прямых стержней каркаса стержнями с крюками на свободном конце, что несмотря на отсутствие приваренного стержня, обеспечивает их анкеровку; при отсутствии крюков анкеровка свободного от сварки прямого участка (ℓ_a) на длине 40 диаметров рабочей арматуры, находящейся в бетоне растянутой зоны балки (растяжение

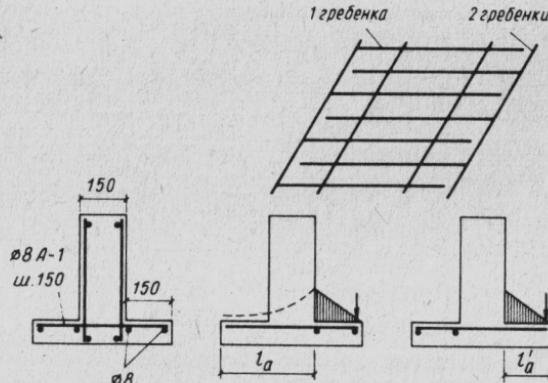


Рис. 24

поперек арматуры полки), иногда недостаточна (для круглой арматуры недопустима), а анкеровка арматуры под нагрузкой, приложенной над концом этой арматуры, не обеспечивается вообще, поскольку длина анкеровки при этом не превышает 20 диаметров. Аналогичные балки в Ашхабаде и Тюмени такого дефекта не имели.

Если сравнить этот случай со случаями, упомянутыми выше, то приходится констатировать возможность неблагополучного поведения конструкций с арматурой, косвенной или рабочей, решенной для удобства технологии в форме 'гребенок', на-двигаемых с двух сторон. Свободные концы гребенок должны иметь загибы или крюки или анкерные приваренные коротышки. В противном случае, если гребенки выполнены даже из стали периодического профиля, число их рабочих стержней следует увеличивать по сравнению с проектным числом стержней сеток. Гладкую арматуру без крюков вообще применять запрещается.

Плиты. Обследовались различные типы плит покрытий и перекрытий (ребристые, плоские, безбалочные) промышленных и гражданских зданий в различных условиях эксплуатации, например мясокомбинатов, холодильников, сушильных цехов деревообделочных комбинатов и др.

Весьма надежными оказываются в эксплуатации плиты типа ПЮЖ, не обрушающиеся даже при весьма больших повреждениях от коррозии. Следует отметить надежность конструкции анкеровки продольной арматуры, при которой даже при длине опирания 2–3 см опоры ребер не повреждаются.

Обследования показали правильность отказа от первоначальной высоты плит 250 мм и переход на высоту 300 мм. В плитах пролетом 6 м и высотой 250 мм (завод ЖБИ Центракадемстроя) за 15 лет прогибы достигали 8–9 см. Однако несущая

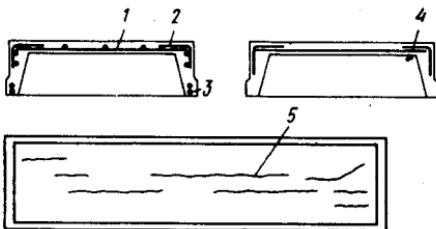


Рис. 25

способность не изменилась и прогибы не оказывали влияния на пригодность конструкций к эксплуатации (отсутствуют трещины в стенах, не уменьшаются габариты прохода кранов и т.д.). В этих случаях усиление с целью исправления прогибов или замена прогнувшихся конструкций не требуется.

В большом числе случаев обнаружены трещины и коррозия арматуры в поперечных ребрах плит, в которых защитный слой бетона принят 15(10) мм. В одних и тех же условиях коррозия арматуры в ребрах развивается быстрее, чем в обычных плоских плитах. С повышением марки бетона до М300 и выше коррозия замедляется, что, конечно, зависит не от прочности, а от плотности бетона, но наличие коррозии заставляет: во-первых, назначать толщину защитного слоя бетона в ребрах, как в балках, т.е. не менее 20 мм, а в агрессивных условиях 30 мм; во-вторых, назначать марку бетона по водонепроницаемости и морозостойкости во всех необходимых случаях и, в-третьих, проектировать приспособления для обеспечения толщины защитного слоя бетона при изготовлении плит. Эта коррозия отмечалась также в балках НИИ-200.

В плитах без окаймляющих торцевых и без поперечных ребер, а также в плитах с окаймляющими торцевыми, но без промежуточных поперечных ребер серий ИИ-60 и ИИ-20 были в нескольких случаях отмечены продольные трещины в потолочной поверхности. Полка этих плит по проекту армирована как неразрезная: в середине понизу, а в углах поверху с загибом по наружной грани ребра вниз — при полной толщине плиты 50 мм (рис. 25). Даже идеально ровные сетки (2), не установленные на соответствующие подкладки по углам, оказываются при бетонировании опущенными вниз (4), что снижает несущую способность полки, грубо говоря, вдвое; кроме того, вследствие погнутостей сеток нижняя сетка (1) в середине пролета полки оказывается местами выше проектного положения. Плиты, окаймленные по контуру ребрами, разрушаются (5) в местах проездов, особенно на участках интенсивного движения электрокаров и электропогрузчиков. Повреждается полка, а продольная арматура ребер плиты (3) не использу-

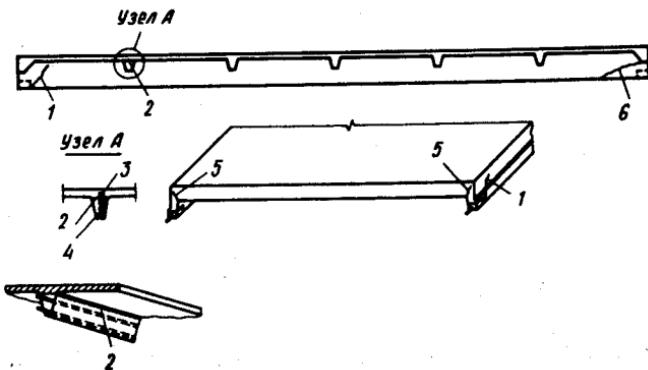


Рис. 26

ется. Плиты без поперечных и торцевых ребер испытывались на заводе без прокладок бетонными блоками и выдерживали проектную нагрузку. Несущая способность плит при обследовании была выявлена тем же испытанием, но с укладкой прокладок из брусков 5×5 см в четвертях ширины плиты; разрушающая нагрузка оказалась несколько больше 1/3 проектной и привела к отбраковке всей партии плит.

Отсюда следуют три вывода: в тонких плитах армирование в два слоя неэффективно и затруднительно, поэтому арматуру следует укладывать в пролете, как в разрезной конструкции; необходимо обеспечивать проектное положение арматуры, применяя специальные прокладки, кондукторные стержни или иные способы, которые должны быть указаны в проекте; плиты-панели без окаймляющих или поперечных ребер оказываются трудно исполнимой и менее надежной конструкцией, чем плиты с ребрами.

В плитах промышленных зданий с преднапряженной арматурой в продольных ребрах отмечались трещины между полкой и поперечным первым от торца ребром. Причины этого выявлены при обследовании Тучковского завода ЖБИ (рис. 26): уклон грани торцевого ребра делается не более 45° , в связи с чем изделие не зажимается в форме при отпуске предварительного напряжения с формы на бетон; уклон граней соседнего поперечного ребра (4) обычно составляет 70° и на него при отпуске преднапряжения передается поперечное усилие, срезающее ребро (2), если его арматурный каркас (3) опустился ниже полки и в нее не заходит. Этого можно избежать, выпуская 2–3 поперечных стержня каркаса на толщину защитного слоя (что применяется на практике, но не в проектах) или устанавливая подкладки. Остальные трещины (1, 5, 6) происходят от ударов и перекосов при изготовлении и монтаже.

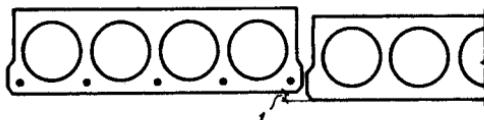


Рис. 27

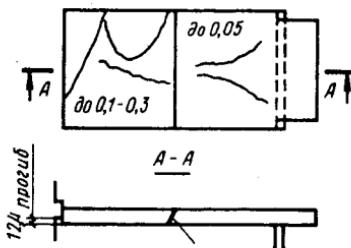


Рис. 28

Во всех случаях, когда плиты серий ИИ-60, ИИ-20 и др. с торцевым поперечным ребром на всю высоту оперты даже не на проектную длину 12 или 10 см, а лишь на 3–4 см, анкеровка стержней рабочей арматуры продольных ребер не нарушается; трещина проходит в ребре не ближе к торцу, чем внутренняя грань торцевого ребра, и требуемая минимальная длина анкеровки (10 диаметров) во всех случаях обеспечивается.

В холодильниках, особенно в морозильных отсеках, ребристые плиты повреждаются от температурно-влажностных воздействий значительно сильнее, чем плиты безбалочных перекрытий. Так, ребра плит холодильника в Калуге разрушились от размораживания через 10 лет эксплуатации (серия ИИ-60, марка бетона М260, прочность около $250 \text{ кгс}/\text{см}^2$), а на Останкинском мясокомбинате безбалочные монолитные перекрытия (марка бетона М200–М300) – через 20 лет и только в морозильных камерах. Разрушение ребристых плит сборных безбалочных перекрытий заставило перейти на применение сборных плит с наклонными опорными поверхностями, замоноличиваемыми бетоном. Однако ребристые плиты применяются, например, в одноэтажных холодильниках мясокомбинатов. По-видимому, бетон для этих плит следует во всех случаях назначать повышенной морозостойкости, на марку выше, чем для безбалочных плит.

Многочисленны случаи прогибов рядом расположенных плит. Если такие прогибы малозаметны в плитах покрытий промзданий, поскольку здесь швы в потолочной поверхности обычно не разделяются, то в перекрытиях главным образом жилых и гражданских зданий они портят внешний вид и вызывают опасения. На рис. 27–29 показаны отдельные примеры прогибов плит.

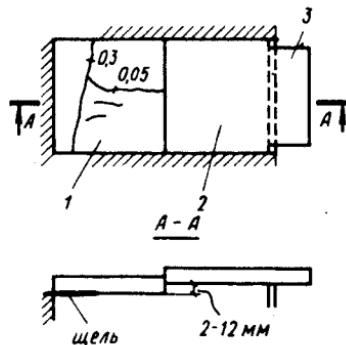


Рис. 29

В перекрытиях административного здания в Калининграде Московской области применены многопустотные плиты типа ПК (расчетная нагрузка $840 \text{ кгс}/\text{м}^2$); под перегородками установлены более мощные плиты ПТК с расчетной нагрузкой $1140 \text{ кгс}/\text{м}^2$; последние, более жесткие по проекту, вследствие обычного поэтажного совпадения перегородок в плане имеют дополнительную опору и малый прогиб; на стыке с соседними плитами ПК разница прогибов (1) иногда достигала 34 мм (см. рис. 27); обычно раствор в швах имеет при этом недостаточную прочность — до $50 \text{ кгс}/\text{см}^2$. Этих дефектов можно избежать, назначая в проекте марку бетона для швов М200 (или М 300) и запрещая "заливку" раствором неочищенных швов.

В плоских плитах жилых зданий (толщина 100 мм, армирование $10\phi 10 \text{ мм}/\text{м}$, см. рис. 28, 29) марка бетона плиты (2) с балконной консолью (3) была назначена М 300, а соседней с ней плиты (1) — М 200. В подавляющем большинстве случаев разница прогибов составляла от 2–3 до 8–12 мм и развивалась постепенно в течение 5–8 лет, вызывая нарекания жильцов. Это усугублялось также тем, что каждый тип плит изготавливали разные заводы, применяющие разные материалы — заполнители, цементы и др., которые давали бетон с различной мерой ползучести. Первоначально запроектированные закладные детали в шве были отменены, а конфигурация торца плиты в шве была прямоугольной, т.е. не было шпонки из замоноличивающего бетона.

В Северодвинске при изготовлении конструкций из пескобетона, обладающего большой ползучестью, был поставлен вопрос о замене плит перекрытий, в которых возникали сверхпроектные прогибы, в частности многопустотных плит, имеющих прогиб до $1/150$ пролета через 4–5 лет эксплуатации. Однако при обследовании такая замена не была рекомендована.

По-видимому, для расчета прогибов плит, изготавляемых без подпрессовки при вибрировании, а также пескобетонных плит следует применять коэффициенты увеличения кривизны c и увеличенной ползучести $\dot{\gamma}$ (что требует экспериментального исследования) и, кроме того, рекомендовать обязательное формование бортов плит (граней будущего шва) с пазом в целях образования бетонной шпонки в шве. При отсутствии шпонки в шве следует предусматривать закладные детали для сварки плит между собой.

При появлении таких прогибов "выпрямление" плит не нужно и практически очень сложно, поскольку деформации, приводящие к ним, являются пластическими и в значительной части необратимыми, а на прочность и жесткость конструкции эти прогибы не влияют.

В проектах плит безбалочных перекрытий применялись различные конструкции — ребристые с опиранием по контуру на консольные полки надколонных полос, плоские с опиранием на такую же полку, плоские с опиранием через наклонные края (на монтаже опора на 8 стержней $\phi 28$, выпущенных поверху из плиты, достаточно податливых, чтобы опирание произошло на все 8 точек; шов бетонируется по контуру плиты, что исключает влияние несовпадения и депланации опорных поверхностей).

Арматурная сетка плит обычно проектируется из перекрещающихся стержней в 2 слоя. В проектах плоских плит, окаймленных ребрами, арматура поля плиты в нескольких случаях проектировалась из двух сеток в предположении укладки стержней одного направления в два слоя, а перпендикулярно ему в один слой. При этом полезная высота сечения одинакова в обоих направлениях и равна высоте от верха до среднего слоя арматуры. Фактически в 50% случаев обе сетки укладываются так, что в результате образуется четыре слоя арматуры, что приводит к снижению полезной высоты, а следовательно, и несущей способности плиты на 25–30% и ведет к образованию значительных трещин.

Во всех случаях опирания средних плит по контуру на консольную полку с подрезом не удается обеспечить расположение опорных плоскостей консольных полок в одной плоскости. В результате плоскость, на которую должна опираться плоскость консоли самой плиты, депланируется и опирание происходит первоначально через две точки, в которых консоли обламываются, и этот отлом рас пространяется. Практически избежать этого на монтаже не удается, поэтому без подстилающего слоя надежность опирания не обеспечивается. Для всех плит, опирающихся по контуру, должно быть рекомендовано бетонирование наклонного шва.

Как правило, при изготовлении плит не соблюдаются высоты расположения арматуры, что приводит либо к уменьшению тол-

шины защитного слоя, либо к уменьшению полезной высоты сечения. В первом случае в помещениях с повышенной влажностью возникает коррозия арматуры, во втором — уменьшение несущей способности плит и значительное падение жесткости. В особенности беспорядочно расположение арматуры из сеток холоднотянутой проволоки \varnothing 3, 4 и 5 мм; эти сетки после разворачивания оказываются очень неровными, с горбинами и впадинами, что практически исключает равномерное расположение их по высоте (такие сетки применяются в плитах серий ИИ-60, ИИ-20 и др.). На ряде заводов этот дефект удавалось исправить с помощью натягиваемых кондукторных проволок, пропущенных сквозь сетку и закрепленных в опалубке, но это сложно в технологическом отношении, поэтому дефект расположения сеток постоянно повторяется. Такие плиты не обрушаются; дефекты в них проявляются в виде местной коррозии (места отсутствия защитного слоя). Отсутствие обрушений объясняется, по-видимому, несколькими причинами.

В плитах типов ПКЖ и ПНС 1,5x6 квадратные полки 1,5x1,5 м при марке бетона М 200, а тем более М 300, с учетом заделки по контуру обладают достаточной несущей способностью (исключая сосредоточенные, в том числе ударные нагрузки) как бетонные без какой-либо арматуры; кроме того, почти всегда толщины полки плиты оказываются большие проектной, что повышает ее прочность, хотя и увеличивает вес. В плитах ПНС 3x6 при пролете полки 1x3 м с учетом неразрезности и некоторого влияния заделки по узким краям, при марке бетона М 300 имеет место такой же эффект запаса прочности, хотя условия равновесия между нагрузкой и расчетной несущей способностью близки к предельным. Влияние распоров и обычно ненаполненная сумма проектных воздействий, а также несовпадение дефектных мест конструкции с максимумом внешних воздействий в дополнение к отмеченным запасам прочности объясняют отсутствие разрушений. Коэффициент запаса при этом весьма различен и в большинстве случаев меньше нормативного, поэтому в проекте учитывать такое состояние конструкций нельзя.

При каждом обследовании отмечается увеличение собственного веса плит, а также веса уложенных на них конструкций, засыпок и полов или утеплителя, стяжки и кровли.

Наибольшее утолщение полки обнаружено в потолочных плитах, укладываемых ребрами вверх. Например, в плитах, укладывающихся по балкам, подвешенным к нижним поясам ферм серий ПП-01-01 и ПП-01-02, толщина полки вместо 30 достигала 70 мм (в среднем около 50 мм). Увеличение толщины нижней полки достигало в ряде случаев 40 мм. Такое утолщение полок дает коэффициент перегрузки до 1,7--2.

Утолщение полок плит ПКЖ замеряли при контроле в 144 точках (Тюмень). Замеры показали, что толщины плит были:

25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 63 мм; число случаев: 8, 18, 36, 38, 29, 11, 4, 2, что дало коэффициент перегрузки от 0,9 до 2,1, а в среднем – 1,35.

В Ногинске на заводе железобетонных изделий попытались дозировать бетон на плиту строго по массе. В результате в некоторых плитах полка оказалась толщиной 10 мм и продавливалась. Плиты строго проектных размеров при данных заполнителях имели увеличенный вес против проектного на 300–350 кгс, т.е. на 34–40 кгс/м², что соответствует коэффициенту перегрузки 1,25–1,3. Ни в одном из упомянутых случаев аварийной ситуации не возникло (хотя возможность ее подозревалась), поскольку сумма нагрузок (подвески коробов, вентиляции, транспорта, различного оборудования, снега, принятой в проекте без коэффициента сдувания 0,8 и др.) фактически не превышала расчетной нагрузки, принятой в проекте.

Увеличение массы конструкций кровли (и полов) происходит как вследствие увеличения толщины слоев, в частности стяжек, применяемых по проекту толщиной 20 мм, а фактически толщиной не меньше 30 мм и достигающих часто 60–70 мм, так вследствие увеличения объемной массы или удельного веса материалов. В особенности большое значение увлажнение имеет для ячеистых бетонов, в частности пенозолосиликата, объемная масса (средняя плотность) которого при увлажнении во время хранения на площадке и строительства достигала 980–1100 кг/м³ при начальной объемной массе сухого материала 400–500 кг/м³ (Щелковский биокомбинат, база Горки Ленинские АН СССР). Необходимо в этих случаях защищать материалы от намокания как в самой кровле, так и во время хранения, в противном случае коэффициент перегрузки часто превышает 2 (например, гараж в Путилково).

В некоторых местностях (например, Мурманск) средняя плотность снега может достигать 0,5 т/м³ при сильных ветрах. В этих местностях в сугробах могут образовываться нагрузки до 2 тс/м², например, как в случае, описанном выше. В местах таких возможных сугробов плиты следует рассчитывать на максимальные нормативные нагрузки. Такие же перегрузки могут возникать на кровлях некоторых предприятий (металлургических, агломерационных, цементных и т.п.), где нагрузки от пыли во многих случаях вызвали аварии сооружений. В нормах эти нагрузки особо не выделялись¹, однако при проектировании их следует учитывать.

Колонны и фундаменты. Большинство обследованных колонн, даже получивших значительные повреждения, имели удовлетворительную несущую способность. Это происходит,

¹ Нагрузки от производственной пыли учтены в п. 1.7 СНиП II-6-74.

во-первых, вследствие того, что при проектировании колонны рассчитывают на суммарное сочетание большого числа нагрузок, часть из которых фактически отсутствует; во-вторых, вследствие несовпадения отдельных воздействий во времени, т.е. выпадения некоторых нагрузок из расчетного сочетания; в-третьих, вследствие того, что при проектировании в настоящее время колонны подбираются для заданной нагрузки из сортамента по геометрическим размерам и по ближайшей большей нагрузке и, в-четвертых, потому, что при расчете колонн на монтажные нагрузки получается их избыточная несущая способность по работе "из плоскости" под нагрузкой в сооружении. Все эти факторы дают запас прочности и жесткости колонн.

Однако бывают случаи, когда при эксплуатации в колоннах обнаруживаются такие дефекты, для устранения которых требуется усиление конструкции.

Необходимо указать, что в изгибающихся элементах появление перегрузок или начало разрушения часто удается заметить заблаговременно, а в колоннах признаки разрушения не проявляются почти до момента полного обрушения. Поэтому любой дефект, ослабляющий железобетонное сжатое сечение колонн (как в арматуре, так и в бетоне), должен рассматриваться как потенциальная причина возможного разрушения. Поскольку колонны являются опорой всех конструкций и их разрушения вызывают аварии более тяжелые, чем разрушения других элементов, дефектов в них следует избегать.

Наибольшие опасения вызывали усадочные трещины в колоннах, обследованных в районах Ульяновска, Казани, Рыбинска и др., при применении новоульяновского цемента. Проверка тех же конструкций через два года (УАЗ, завод Автозапчастей), уже после окончания строительства, показала, что раскрытие трещин приостанавливалось при нагрузке, не достигшей почти во всех случаях 0,6 проектной. Бетон в колоннах имел проектную прочность (или выше) и проектную косвенную арматуру. Такие колонны были оставлены без усиления. В колонне с трещиной 1 мм (колонна сечением 35x35 см 1-го этажа 4-этажного корпуса) автор рекомендовал установить обойму, поскольку такое раскрытие трещин превосходит все допуски норм и вызывает сомнение в достаточности поперечного армирования и его долговечности.

В случае соответствия нагрузки проектной, т.е. при отсутствии в проекте некоторых избыточных запасов и появлении в колоннах продольных трещин, необходимо требовать увеличения косвенной поперечной арматуры в проекте или усилий уже выполненных конструкций обоймами, обжимающими ствол колонн.

Весьма часто в колоннах отмечается отлом защитных слоев бетона от ударов при транспортных операциях и т.л. Например,

в Ростове в цехе ЗЖБИ над пропарочными камерами от ударов при съеме крышек пропарочных камер; в Куйбышеве — на ГПЗ-4 в кузнечном цехе при складировании заготовок и горячих поковок; во многих цехах — около проездов и т.д. Эти повреждения не столь опасны, поскольку отбитые углы составляют обычно не более 1–2% площади сечения колонны. Однако с течением времени это приводит к коррозии арматуры, вырыванию угловых стержней, разрыву хомутов и т.п., поэтому необходима защита обоймами из стальных уголков. Уголки, заанкеренные в бетоне при изготовлении железобетонного элемента, при ударных воздействиях выворачиваются из бетона, а при изготовлении и монтаже колонны с таким уголком представляют собой лишнюю монтажную марку (лишний типоразмер).

Во многих случаях колонны, в которых появились поперечные трещины, усиливаются обоймой из уголков ("корсетом"). Эти трещины появляются обычно при транспортировании или монтаже, и в большинстве случаев по расчету усиления колонн с такими трещинами не требуется. Но такой "корсет" практически не является усилением и лишь несколько (в зависимости от плотности подчеканки раствором) увеличивает местную жесткость колонны на изгиб (лишь предохраняет углы колонны от ударов).

На строительстве 9-этажного здания проектного института в Москве несущие конструкции колонн и ригелей были приняты по серии ИИ-60 (из условия высоты этажа 3,5 м). В серии предусмотрены лишь 4-этажные здания с нагрузкой промцехов до 2 тс/м², фактические нагрузки в данном здании были до 700 кгс/м². Тем не менее потребовалось усиление колонн подвального и первого этажей, для чего были применены обоймы из уголков. Колонны с усилениями были испытаны в ЦНИИЭП жилища (д-р тех. наук Г.А. Шапиро).

При испытании замерялись деформации на сжатых (2-й случай внецентренного сжатия) гранях колонн и на уголках обоймы около этих граней; результаты этих замеров схематически показаны на рис. 30. При установке обоймы без приварки к арматуре (1), а лишь с подчеканкой ее жестким цементным раствором деформации сжатия в металле уголков обоймы возрастают медленнее, чем в самой колонне; после достижения примерно 1/3 несущей способности начинают уменьшаться, и обойма из работы выключается. При приварке обоймы к уголковым стержням арматуры косынками 10x100x150, пропущенными сквозь прорезь в обушке уголка ("флажками") с шагом 500 мм (2), деформации сначала одинаковы, затем при теоретической разрушающей нагрузке колонны без обоймы рост деформаций самой колонны начинает опережать их рост в обойме и далее происходит разрушение колонны и падение деформации в обойме, несущая способность которой, судя по

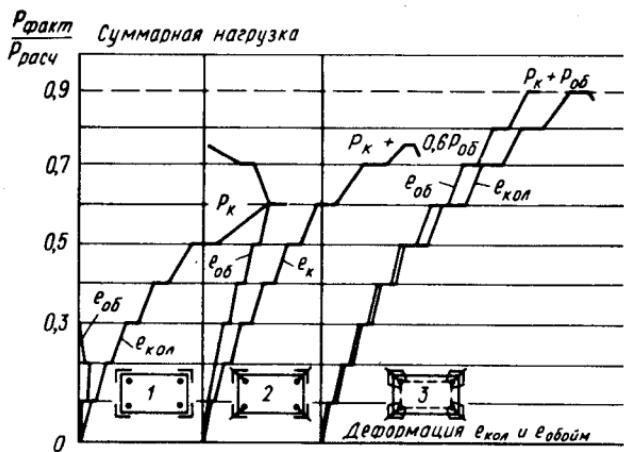


Рис. 30

наибольшим деформациям, могла быть использована примерно на 60%. Полное использование (в опытах около 93%) обоймы (3) оказывается возможным лишь при дополнительной приварке концов несущих уголков обоймы к торцевым закладным деталям торцов колонны (или при передаче давлений непосредственно на эти концы какой-либо другой конструкцией). В этом случае деформации колонны и обоймы практически равны и небольшое отставание деформаций обоймы при испытании объясняется тем, что давление передавалось на торцы колонн и через них на элементы обоймы.

Неподշеканенная обойма работает как отдельно стоящая стальная конструкция и, следовательно, проектное давление должно быть приложено непосредственно к ней; лишь устойчивость этой обоймы может быть в поверочном расчете увеличена в зависимости от расположения упоров в железобетонном элементе.

Обследования тяжело нагруженных двухветвевых колонн в Таганроге (рис. 31,а) и Новосибирске (рис. 31,б) показали, что в ригелях как самой двухветвевой колонны, так и двухветвевого надколонника образовались косые и нормальные трещины, раскрытие которых достигло значительных размеров, в особенности в колоннах Таганрогского металлургического завода, имевших гладкую поперечную арматуру и не имевших отгибов основных стержней. Проект колонн был составлен еще до опытов НИИЖБ (канд. техн. наук Н.Н. Коровин), после которых было рекомендовано рассчитывать ригели как короткие консоли с вылетом, равным полупролету между стойками.

Испытания колонн показали почти во всех случаях достаточную несущую способность ригелей, но значительное раскрытие

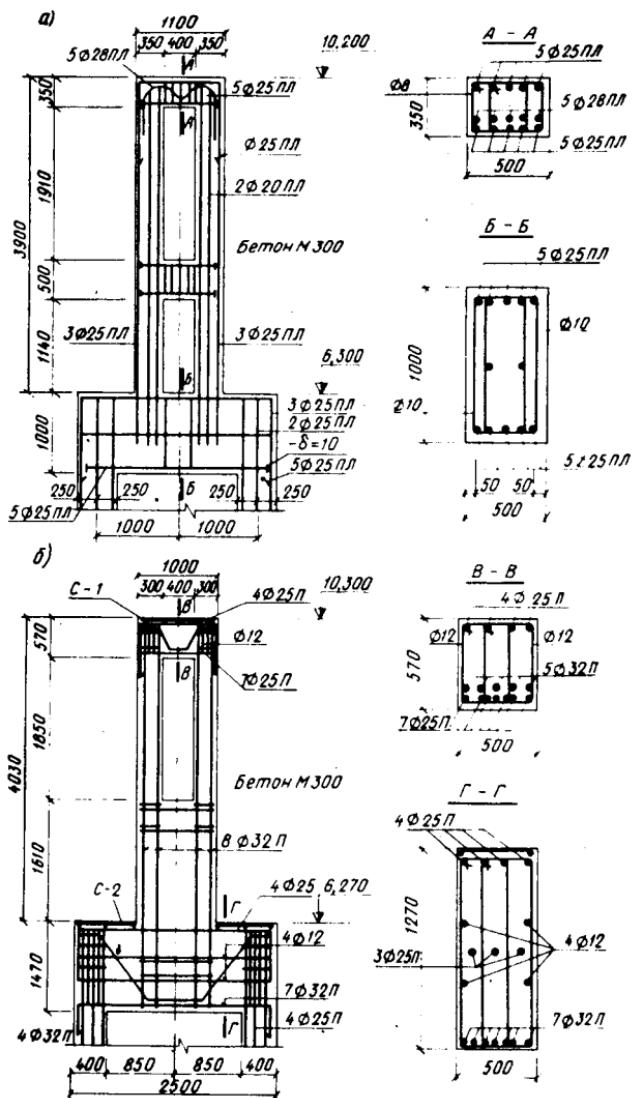


Рис. 31

косых трещин и разрушение по косым, а не по нормальным трещинам (рис. 32). При этом хомуты (вертикальные поперечные стержни) работают на сжатие почти до самого разрушения и растяжение в них возникает лишь через два этапа нагружения



Рис. 32

после пересечения их косой трещиной. Эпюра напряжений в стойках колонны и надколонника при нагружении меняется от более или менее равномерной до треугольной с большими пиками около крайних внутренних граней (рис. 33,а) к моменту разрушения. Это заставляет полагать, что за расчетный пролет ригеля при расчете на изгиб с достаточной надежностью можно принять суммарное расстояние в свету между стойками плюс $2/3$ высоты сечения стойки, а при расчете на поперечную силу как короткой консоли вылет консоли может быть принят равным расстоянию между гранями стойки и надколонника, также сложенному с $2 \times 0,3$ высоты сечения стойки. При этом армирование вертикальными хомутами малоэффективно, поэтому армировать такие ригели следует отгибами, располагаемыми на указанных длинах расчетных участков, и горизонтальными стержнями, усилия в которых могут быть определены проектированием всех действующих усилий на направление перпендикуляра к единственной возможной косой трещине, проходящей через ригель от центра сжатой зоны в стойке внизу к наружной грани надколонника вверху. Число горизонтальных стержней должно удовлетворять требованиям, установленным для коротких консолей. Схемы трещин и усилений даны на рис. 33,б, в (пунктиром показана расчетная трещина разрушения).

Дефекты фундаментов чаще всего вызваны не проектными, а производственными причинами (марка бетона, смещение и т.д.).

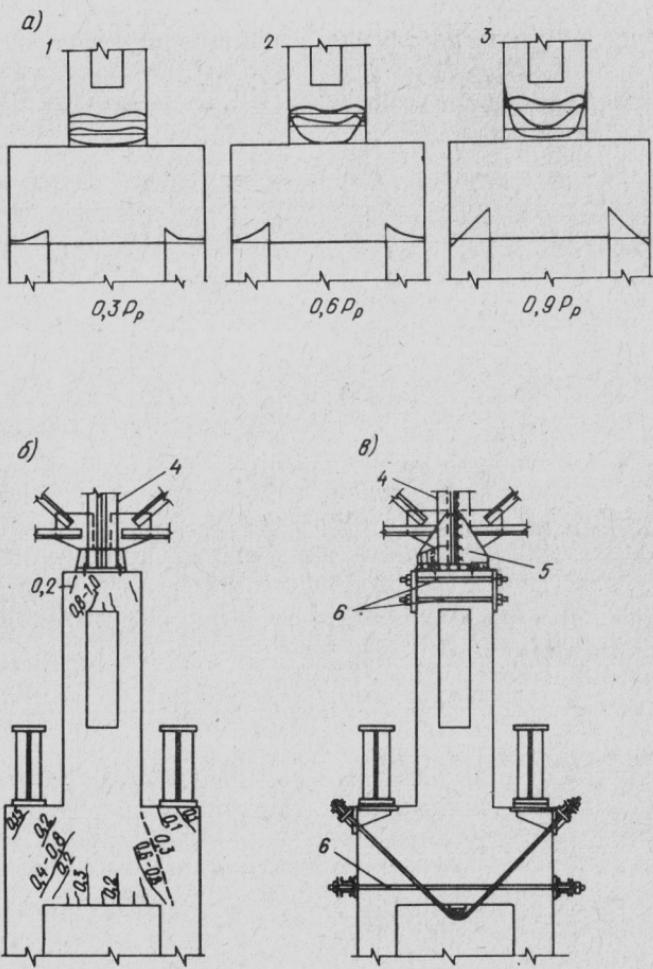


Рис. 33. Напряжения и трещины в ригелях

а — распределение давлений (напряжения) в трех сечениях надколонника и в опорах ригеля на ветви колонн на стадиях нагружения 1, 2, 3; б — схема трещин в ригелях (пунктир — трещина перед разрушением по рис. 32); в — схема усилений; 4 — стойка подстропильной фермы; 5 — уширение башмака стойки для разгрузки ригеля; 6 — стяжные болты

По проекту иногда требуется непрерывное бетонирование фундаментов крупногабаритных колонн, что в условиях обычных строек не всегда возможно. Например, на строительстве

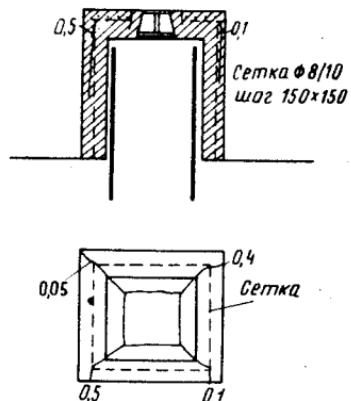


Рис. 34

реконструируемого цеха (Москва) не оказалось леса для опалубки, а бетон поступал лишь в одну смену. Бетонирование выполняли поступенно, причем в качестве опалубки с уступом на уступе по мере бетонирования переставлялись фундаментные блоки 600x400, покрытые пергамином. Поверочные расчеты показали полную надежность фундамента при работе на сжатие, даже при действии изгибающего момента, но в верхнем уступе, под его подошвой, могли при аварийном боковом воздействии возникнуть растягивающие напряжения, поскольку продольное армирование подколонника оканчивалось именно в этом уступе. В проектах следует предусматривать возможность появления таких рабочих швов.

Возникновение трещин в фундаментах отмечено в случаях армирования подколонников и стаканов с каркасами арматуры в виде плоских сеток, устанавливаемых вертикально по периметру. Проектами первоначально предусматривалась сварка угловых стержней этих каркасов, которая часто не выполнялась на монтаже, а в некоторых проектах вообще не была предусмотрена. В тех же случаях, когда сварка выполнялась, ее осуществляли обычно в промежутках между горизонтальными стержнями, которые не образовывали при этом замкнутых хомутов.

Усиление на одном заводе опоры технологической мачты высотой 100 м (рис. 34), осуществленное с помощью "опрокинутого стакана", армированного плоскими сетками, привело к усадочным трещинам по углам стакана, которые ошибочно были оценены как разрушение опоры. Во всех случаях обследования эти фундаменты в пределах стаканов имеют трещины по углам, в которых нет сварки или другого вида соединения, поэтому такие проектные решения в дальнейшем рекомендовать нельзя.

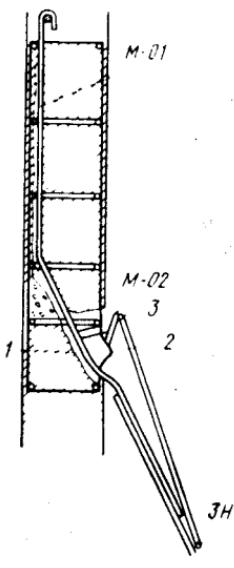


Рис. 35

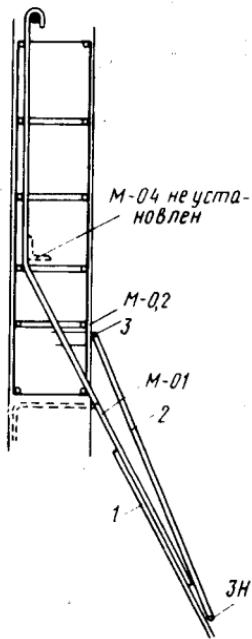


Рис. 36

Конструкции заделки стальных закладных деталей, подверженных значительным нагрузкам. Ошибки в конструкциях закладных деталей в бетоне наиболее четко выявляются в узлах, в которых действуют большие усилия. Конструкции таких узлов обычно отличаются от типовых и дефекты, возникающие в них, весьма характерны.

В силосах диаметром 13,5 м для коксохимического цеха металлургического завода (рис. 35, 36) наблюдалось просыпание угля в местах примыкания стальной воронки днища к железобетонным стенкам круглых в плане силосов. В одном из силосов со стороны межсилосной звездочки было замечено разрушение стенок в месте скопления рыхлого бетона, в результате чего весь силос оказался в возможной аварийной ситуации.

Обследование силосов изнутри (со спуском по висячей лестнице на глубину около 40 м) показало, однако, иную причину разрушения.

Конструкция сочленения воронки (1) со стенками силоса через подвески М-01 по проекту должна была быть выполнена согласно рис. 35. Подвески имеют ширину 125 мм при шаге 300 мм, чем вызвано местное слабое уплотнение бетона под ними. Подвески выходят из бетона под углом, равным по проек-

ту углу наклона днища. Это соединение прикрыто сверху подвесным фартуком (2) из листовой стали, привариваемым по проекту поверху (3) к закладной полосе М-02. Разрушение стенки показано на рис. 36. При разрушении наружный защитный слой бетона остался в проектном положении, а внутренний блок железобетонной стенки, окаймленный подвесками М-01, сдвинулся внутрь (1) с местным выпучиванием внутренней кольцевой арматуры (2) от потери устойчивости при сжатии и отколом защитного слоя по внутренней поверхности (при простукивании дает глухой звук) на длине до 2,5 м по обе стороны от разрушения. Закладная деталь (полоса) М-02, к которой приварен защитный фартук (3), вырвана из бетона, что и вызвало просыпание угля. Бетон в остром угле под подвесками отломан, а сами подвески имеют прогибы. Оказалось, что на монтаже фартук был приварен (прихвачен сваркой) к днищу, чего по проекту делать не следовало (ЗИ на рис. 36).

При обследовании других силосных банок было выявлено, что вследствие неточностей в окружностях силосов и воронок приходилось отгибать подвески, и при загружении силоса их выпрямление давало значительные деформации. При деформациях подвесок перемещения днища вызывали соответственно перемещения фартука и отрыв детали М-02 и как следствие просыпание угля в образующуюся щель с постоянно меняющимся раскрытием.

Таким образом, просыпание угля было следствием начавшегося разрушения бетона над подвесками в острых углах, и если бы не было прихватки фартука к днищу, то развитие этого разрушения могло остаться незамеченным и привести в аварийное состояние остальные силосные банки.

Основной же причиной разрушения является вывод подвесок из бетона под острым углом; при выводе их перпендикулярно поверхности с отгибом в необходимом направлении за пределами бетона (пунктир на рис. 36) такое разрушение невозможно.

То же требование должно соблюдаться и при конструировании самих закладных деталей.

В силосах для песка диаметром 18 и высотой 38 м литейного цеха песок высыпался по закрытому наклонному лотку от центра силоса к боковому выводному отверстию, обрамленному наклонной стальной трубой с фланцами из листовой стали. Зачистка "карманов" около лотка производилась через два боковых отверстия, обрамленных так же.

Сварной из двух швеллеров № 40 лоток был уложен на железобетонную балку сечением 1000x1000, опертую на столбы с фундаментами, имеющими подошву на одной высоте с фундаментами силоса, а нижним концом — на столб, стоящий непосредственно на фундаментном кольце силоса (рис. 37).

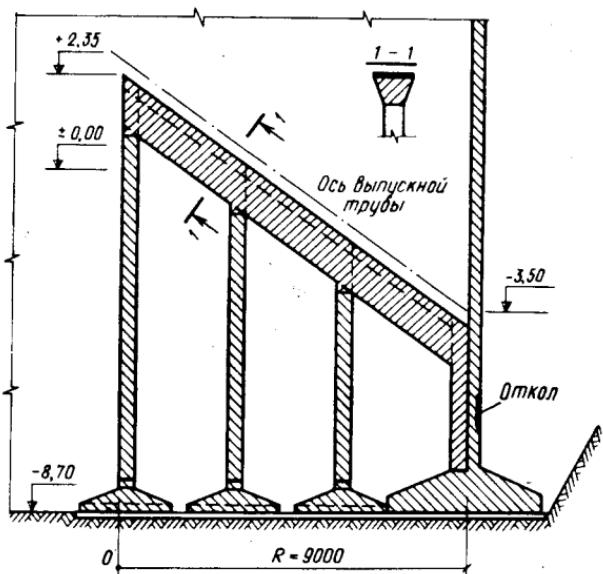


Рис. 37

Наклонное днище силоса было при этом уложено на грунтовую засыпку без ее послойного уплотнения, т.е. с возможностью значительной осадки. При осадке днища давление грунта на трубу лотка увеличилось до 1600 тс, что привело к разрушению бетона стенки в одном силосе ("откол" на рис. 35) снаружи над фундаментом от местного внецентренного сжатия (местное кручение фундамента). Первоначально разрушение было приписано жесткости опоры всей балки под лотком, и в двух силоах опорные столбы балки были перерублены.

После загружения этих силосов разрушился бетон около выпускных отверстий по схеме рис. 38. Схема соединения лотка с обрамлением выпускного отверстия на рис. 39 показывает, что после опускания лотка на раму обрамления давление песка на лоток, равное 650–700 тс (полное давление 1300–1600 тс), передается на новую опору, создавая благодаря эксцентричеству 150 мм до оси стены выламывающий момент порядка 100 тс·м. При этом происходит выкол острых углов бетона, поскольку растягивающие напряжения при их изгибе в 20–30 раз превосходят сопротивление бетона растяжению. Далее выкалывается защитный слой бетона с образованием радиальных трещин в отколотом слое (см. рис. 38). На внутренней стороне, под днищем, этот откол был скрыт, но он должен был произойти, поскольку здесь действует давление лотка, и лишь форма такого откола ввиду прижимающего давления грунта и трубы

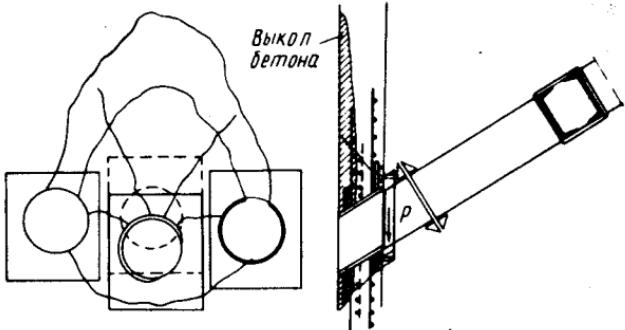


Рис. 38

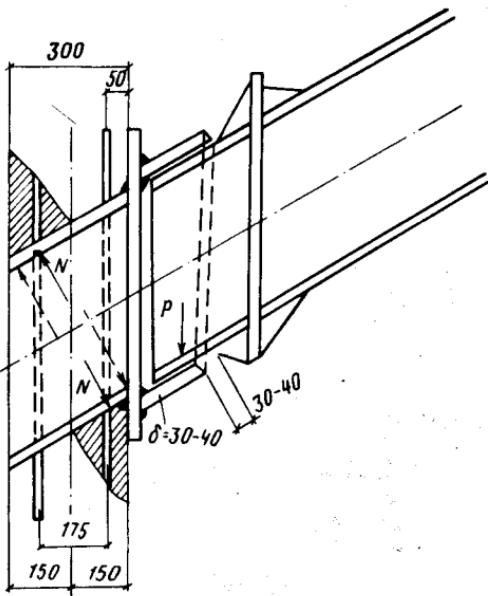


Рис. 39

лотка может быть иной. Наличие такого откола подтвердилось в следующем году после разгрузки силоса (на рис. 39 предполагаемые места выколов бетона заштрихованы).

При проверочных расчетах, выполненных проектными организациями, были выявлены теоретическая возможность увеличения изгибающих моментов в стенах силосов и снижение на 20% несущей способности стенок силосов при внецентренном растяжении; разрушение было приписано этому обстоятельству. Однако на уровне выпускных отверстий активное давление сыпучего тела отсутствует и действует лишь распор от обратной

засыпки грунта под днищем, который значительно меньше. Кроме того, вертикальных трещин в этой зоне не обнаружено (они обнаружены лишь на уровне земли, т.е. верха днища с раскрытием меньше расчетного). Поэтому внецентренное растяжение как по теоретическому значению, так и по фактическому состоянию конструкций вызвать разрушения не могло.

В результате обследования было указано, что еще в двух сilosах, где опоры трубы лотка были также уничтожены, при загружении могут возникнуть аналогичные разрушения, а в остальных silosах не должно быть разрушений. Этот вывод полностью оправдался при загружении silosов через год, что подтвердило правильность результатов анализа.

При обрамлении отверстия закладной деталью с наружными гранями, перпендикулярными поверхностям банки silosa, в бетоне возникали бы только сжимающие напряжения и рассматриваемых разрушений могло не появиться даже при всех недостатках конструкций выпускного лотка.

2. АНАЛИЗ ПРИЧИН ВОЗНИКНОВЕНИЯ ДЕФЕКТОВ

Из рассмотренных результатов наблюдений различных дефектов следует вывод, что в редких случаях дефекты происходят только в результате проектных ошибок. В большинстве случаев они проявляются в конструкциях, которые были изготовлены или эксплуатировались в таких условиях, при которых то или иное проектное решение, пригодное в других случаях, оказывается неудобным, недостаточно надежным или вообще неприемлемым. Поэтому в каждом конкретном случае важно определить причины возникновения дефектов в конструкции и найти пути их устранения. Случай грубых отклонений от проектов и норм при этом должны быть исключены.

Эксплуатационные нагрузки и воздействия. В нормах не учитываются нагрузки от пыли, достигающие $1 \text{ тс}/\text{м}^2$ (кроме снега на кровле); от снега — равные в некоторых местностях $0,5 \text{ тс}/\text{м}^2$, а в местах образования сугробов — $2 \text{ тс}/\text{м}^2$; от распоров, возникающих при продольных передвижениях мостовых кранов, превосходящих нормативные нагрузки от поперечного торможения в 3–4 и до 7 раз; не нормируются ударные нагрузки по углам и поверхностям конструкций в проездах и т.п., в том числе и в зоне действия загрузочных пролетов мартенов, где работают краны с жестким подвесом механизма поворотной загрузочной лопаты; не нормируются протечки кровли и дефекты защитных покрытий, которые весьма часто меняют класс агрессивности среды и приводят к коррозии конструкций.

Все эти факторы необходимо учитывать при строительстве, эксплуатации и проектировании.

При эксплуатации необходима своевременная очистка кровель от пыли и снега. Для удобства очистки в проекте должны быть предусмотрены специальные меры: либо плоские кровли без мешков, либо механизированная очистка, смыв и т.д. Если же такая очистка невозможна, то в проекте следует предусматривать установку особо надежных конструкций.

Среди эксплуатационных воздействий, связанных с изменчивостью температуры, необходимо отметить встречающийся в проектах расчет на постоянную эксплуатационную температуру ($21 \pm 0,5^{\circ}\text{C}$), причем в одном случае строительство длилось 3 года, а во втором — 5 лет, и за это время в конструкциях, в проектах которых изменения температуры не были учтены, успевали произойти значительные разрушения. Очевидно, что нормами предусматривать такие особенности невозможно, но в проектах необходимо.

В цехах возле мест проливов жидкостей, смазочных масел, эмульсий и т.п. должны быть специальные устройства, предупреждающие попадание этих жидкостей на перекрытие. Однако в ряде случаев общая изоляция в виде рекомендуемого полихлорвинилового сваренного ковра с уклонами для стока жидкостей делается под полом.

Перечисленные нагрузки и воздействия не нормируются, поскольку проявляются не повсеместно, не во всех зданиях и действуют не на все конструкции. Так, отложения пыли наблюдаются на металлургических, агломерационных, цементных заводах; наибольшие сугревые нагрузки — в районах с высокой средней плотностью снега (до $0,5 \text{ т}/\text{м}^3$); нагрузки от распоров при продольном передвижении мостовых кранов действуют непосредственно на подкрановые балки, вызывая их поперечный изгиб, но в малой мере влияют на конструкцию здания в целом; агрессивные воздействия имеются только на ряде производств. Однако все эти воздействия должны быть предусмотрены в проектах и в зависимости от их характера и величины должны проектироваться устройства (очистка от пыли, сборники жидкостей и т.п.) для их уменьшения или исключения (что предполагается нормами). Если такие устройства создать нельзя, следует проектировать конструкции с учетом возможных воздействий. Так, например, для защиты углов и граней элементов (колонн) от ударов необходимо предусматривать стальные обоймы или облицовку. В ряде случаев, однако, необходимо усиливать конструкций или выбирать из типовых наиболее надежные, проверенные опытом. В частности, при больших пылевых или сугревых нагрузках нельзя рекомендовать облегченные конструкции (например, шпренгельный прогон), а подкрановые балки приходится защищать от боковых воздействий, т.е. эти воздействия либо должны быть восприняты дополнительной тормозной фермой, либо следует усиливать полки тавровой балки дополнительнойarma-

турой (при необходимости преднапряженной) по краям. В нормах проектирования стальных конструкций для поперечных крановых нагрузок приняты коэффициенты перегрузки до 2,5 при расчете балок и до 5 при расчете их креплений к колоннам. По-видимому, для железобетона следует применять аналогичные коэффициенты.

Некоторые технологические факторы. Одним из технологических факторов, зависящих от проекта, является перенасыщенность железобетонного элемента или его участка арматурой, затрудняющая бетонирование.

Такая перенасыщенность в рассмотренных случаях встречалась, во-первых, в каналах с пучками преднапряженной арматуры в 24 проволоки, образующих сплошную цилиндрическую поверхность, через которую не проходит инъецируемый раствор; во-вторых, в опорах стропильных балок со струнной арматурой (см. рис. 9); в-третьих, в опорах подкрановых балок (см. рис. 21), где гнутые второстепенные стержни осложняли установку сеток необходимой косвенной арматуры, и во многих других дефектных конструкциях, отнесенных к грубым отклонениям, которые также, отчасти, могли быть спровоцированы трудно выполнимым проектным решением.

Железобетонные элементы с выпусками рабочей арматуры, которые на монтаже должны свариваться и замоноличиваться бетоном, часто имеют трещины в бетоне в направлении этих выпусков; происходит это от ударов и погибов выпусков во время транспортных и монтажных операций при отсутствии хомутов возле выхода выпуска из бетона; установку хомутов в таких местах следует предусматривать в проекте.

Технологические причины приводят также к завышению толщин плит, ведущим к увеличению их массы и к неточности в расположении арматуры по высоте, что в некоторых случаях существенно снижает несущую способность плит, часто приводит к недопустимо малым величинам защитного слоя бетона и к коррозии. Исключение этого дефекта достигается установкой прокладок, удлинениями нескольких поперечных стержней в сварных каркасах, в арматурных сетках натяжением кондукторных проволок и другими способами, которые следует предусматривать или оговаривать в проекте.

Существенным недостатком изготовления конструкций, ведущим к образованию трещин, является применение для бетонов цемента с повышенной усадкой. Железобетонные конструкции из такого бетона применены, например, на одной из ГЭС в Москве, где элементы массой по 18–20 т, работающие в условиях сравнительно высокой температуры (50°C), имели трещины с раскрытием до 0,2–0,5 мм, хотя нагрузки на элементы вызывали в них усилия, не превышающие 0,1 расчетных разрушающих. Элементы с такими трещинами в большинстве встречающихся случаев удавалось оставлять без усиления благодаря

большим запасам прочности, но в некоторых случаях приходилось и укреплять, поскольку нормальную работу таких элементов можно считать обеспеченной лишь при наличии бокового обжатия дополнительной косвенной арматурой или обоймой. Учитывая, что снижение расчетной прочности сечения при появлении продольных трещин происходит примерно в соотношении $R_{\text{пр}}:R_{\text{нр}}$ в равном 0,7–0,8, необходимо для элементов из бетона на таких цементах предусматривать увеличение косвенной арматуры на 20–30%.

Тепловая обработка является важным технологическим фактором, полезным экономически, но не всегда полезным для прочности конструкций. Характерен случай тепловой обработки преднатяженных балок в формах с паровой рубашкой на длинном стенде без прогрева торцов. Получившаяся при морозах недостаточная прочность бетона участка анкеровки арматуры на момент передачи преднатяжения с упоров на бетон привела к нарушению анкеровки арматуры и последующему разрушению опорных участков балок в покрытии (см. рис. 12). Элементы были запроектированы правильно, но технология и формы для данной конструкции были неприемлемы.

Технологическими мерами должно обеспечиваться соблюдение точности расположения арматуры по высоте сечения и толщин защитного слоя бетона, в частности точности расположения стыковых выпусков арматуры из элементов сборных железобетонных конструкций для их совпадения в узлах на монтаже. Эта точность должна обеспечиваться при изготовлении конструкций применением кондукторной опалубки в местах выпусков, однако чертеж разметки выпусков для кондуктора должен дать проектировщик конструкций.

На основании рассмотренных наиболее типичных дефектов можно дать следующие предложения по совершенствованию требований к проектированию железобетонных конструкций и их элементов.

1. В дополнение к общим требованиям СНиП II-11-75 в рабочих чертежах следует указывать:

а) места защиты железобетонных конструкций от ударов (проезды и т.п.) и защитные стальные обоймы или другие мероприятия;

б) число сеток косвенной арматуры и их расположение на участке анкеровки арматуры, а также в стыках сжатых элементов;

в) расположение стыковых выпусков арматуры в кондукторной опалубке (разметочный чертеж выпусков и чертеж кондуктора);

г) способы обеспечения необходимых толщин защитного слоя бетона и точности расположения арматуры (удлиненные поперечные стержни каркасов и их расположение, подкладки и их чертежи, прокладки и их размеры, натягиваемые кондук-

торные проволоки и их расположение и крепление и т.п.);

д) необходимость зазоров между проволоками или группами проволок в пучке при размещении арматуры в каналах;

е) возможность замены сеток или каркасов парными конструкциями в виде гребенок, надвигаемых с двух сторон. При этом свободные концы стержней гребенки должны либо заанкериваться на 30 диаметров, либо свариваться между собой попарно на монтаже, либо иметь крюки или приваренные анкерные коротышки; концы гладких стержней во всех случаях должны иметь крюки;

ж) необходимость расчистки швов между плитами покрытий и перекрытий и замоноличивания (не заполнения) их бетоном марки не ниже М 200;

з) для типовых серий железобетонных конструкций зданий условия среды, для которых они предназначены, и те условия (в зависимости от видов воздействий), для которых применение данных конструкций недопустимо или допускается при выполнении особых требований (марка бетона, характер армирования устройств защитных покрытий и т.п.);

и) увеличение поперечной (хомуты, шпильки, замыкающие ветви хомутов около граней, возле которых расположена рабочая арматура) и косвенной (опорные сетки, сетки на участках анкеровки и в стыках и т.п.) арматуры примерно на 20% в сжатых и внецентренно-сжатых напряженных элементах из бетонов, имеющих значительную усадку.

Все комбинированные конструкции из железобетонных и стальных частей и элементов должны удовлетворять нормам проектирования тех и других конструкций, что необходимо в особенности для обеспечения устойчивости конструкций, прочности узлов и при назначении связей по растянутым поясам и элементам, в частности для шпренгельных систем с пониженным растянутым поясом.

2. В дополнение к конструктивным требованиям норм проектирования элементов железобетонных конструкций на основе изложенного можно рекомендовать:

а) обратить внимание на необходимость удобного размещения косвенной арматуры (сеток, спиралей, хомутов, закладных деталей и т.п.) на опорных участках в зоне анкеровки рабочей арматуры. В чертежах следует указывать число элементов армирования, расстояния между ними, длины стержней и участков и последовательность монтажа арматурных узлов;

б) при замене поперечных сеток или каркасов арматуры, пересекающих каркасы основной арматуры, полукаркасами без приваренных стержней со стороны направления надвижки (гребенками), число пар гребенок следует принимать равным числу заменяемых сеток или каркасов. При этом свободные анкерные концы гребенок должны иметь длину не менее 30 диаметров. Число арматурных стержней гребенок может быть

умножено при загибе свободных концов в виде крюка либо полукрюка, или при приварке к ним вместо крюков анкерных коротышей, или при взаимной сварке парных гребенок, надвигаемых с противоположных сторон, между собой. Применение гребенок из гладкой круглой стали без крюков или других анкерных приспособлений не допускается, о чем в проекте должны быть даны соответствующие указания (на случай замены сортамента стали);

в)стыковой перехлест арматуры в сжатых элементах, который по нормам должен иметь длину 20 диаметров рабочей арматуры и в пределах которого должно быть установлено не менее трех хомутов, делать не менее чем на 100 мм длиннее удвоенного шага хомутов (или соответственно уменьшать шаг хомутов по длине стыка);

г) возле стыковых выпусков арматуры из торцов или граней железобетонных элементов ставить охватывающий хомут без защитного слоя бетона со стороны выпуска (на монтаже этот защитный слой замещается бетоном замоноличивания стыкуемого узла) во избежание отколов бетона;

д) избегать укладки арматуры из сварных сеток в 2 слоя, при которой стержни рабочей арматуры образуют 3 слоя (2 в одном и 1 в другом направлении), запрещать укладку сеток так, чтобы образовывалось 4 слоя стержней;

е) в полках плит толщиной 50 мм и менее расположение арматуры в 2 слоя (как в неразрезных: внизу в пролете и на верху над ребрами) практически трудно выполнимо, поэтому для плит такой толщины следует рекомендовать установку арматуры в один слой, как в разрезных, свободно опертых плитах;

ж) в целях точной установки арматуры по высоте и соблюдения проектной толщины защитного слоя бетона предусматривать в проектах соответствующие мероприятия: удлинение нескольких поперечных стержней в каркасах, приварку упоров, установку специальных подкладок из стали, бетона или пластмасс, натянутые кондукторные проволоки для арматурных сеток в плитах и др.;

з) строго соблюдать требование норм об обязательной установке замыкающих поперечных стержней (ветвей хомутов) около граней железобетонных элементов, возле которых расположена продольная арматура, шаг которых должен быть не менее удвоенной ширины грани и не менее 500 мм; проекты, в которых это условие не соблюдено, должны быть запрещены к применению;

и) в стыках конструктивной косвенной или поперечной арматуры из двух надвигаемых с боков П-образных сеток стыковой перехлест этих сеток должен соответствовать требованиям норм к стыкам рабочих арматурных сеток внахлест;

к) при проектировании железобетонных монолитных конструкций большого и среднего объема, для которых проектами без особой необходимости требуется непрерывное бетонирование, трудно выполнимое по организации на строительстве, предусматривать рабочие швы, указывать в проекте их места и конструктивные мероприятия;

л) запретить применение в стаканных стыках армирование плоскими вертикальными каркасами со сваренными на углах крайними вертикальными стержнями (монтируемыми на строительстве часто даже без этой сварки) без огибающих расчетных хомутов; в пределах высоты стаканов требовать установку замкнутых хомутов или горизонтальных сварных сеток;

м) ригели двухветвевых колонн армировать как короткие консоли отгибами и горизонтальными хомутами. Вертикальные хомуты при этом рассматриваются как конструктивная и монтажная арматура; указания по расчету приведены в п. 3"б";

н) при проектировании подкрановых балок учитывать влияние боковых сил от торможения и от перекосов кранов (рекомендации по определению этих сил приведены в п. 3"а").

Рекомендуется вводить по краям верхней полки продольную арматуру в количестве двух стержней с каждой стороны диаметром не менее 24 мм периодического профиля, но предпочтительно — предварительно напряженную арматуру, количество которой определяется расчетом по схеме рис. 19 и рекомендациям п. 3"а". Поперечное армирование полок, как консоли, подверженной усилиям, действующим и вверх и вниз, желательно проектировать с нижней ветвью согласно рис. 20; при армировании каркасами, надвигаемыми с двух сторон (как на рис. 20), следует соблюдать указания п. 2"б" и 1"е";

о) косвенную арматуру анкерных участков продольной арматуры проектировать с учетом указаний п. 1"б"; 2"а", "б";

п) в элементах решетки ферм устанавливать пространственные арматурные каркасы не менее чем из четырех стержней. Одиночные плоские арматурные каркасы могут быть допущены лишь для элементов, испытывающих при любых возможных воздействиях только усилия растяжения; при этом каркас должен располагаться строго по оси железобетонного элемента;

р) для растянутых элементов решетки ферм, в которых неизбежно образование трещин, в том числе в элементах с предварительно напряженной арматурой в месте стыков с поясками, в проектах указывать допустимую расчетную ширину раскрытия трещин и способ их герметизации (инъекция, окраска, шпаклевка и др.) после их образования;

с) в узлах ферм при армировании их плоскими каркасами устанавливать поперечные замыкающие шпильки или замкнутые хомуты; в случае изгибов арматурных стержней элементов решетки в пределах узла из плоскости фермы наружу в местах отгиба устанавливать замкнутые хомуты;

т) выпуски и анкера металлических закладных деталей, расположенных на поверхности бетона, для подвески к ним различных конструкций располагать в бетоне перпендикулярно его поверхности, а отгибать их за пределами бетона; выпуск или анкеровка под острым углом к поверхности бетона не рекомендуется, поскольку такие выпуски разрушают бетон острого угла при малейшей несоосности усилий с направлением выпусков, что практически трудно исключить;

у) закладные детали сложной формы, заделываемые в бетоне и подверженные силовым воздействиям, должны иметь грани, перпендикулярные к поверхности бетона, в который они заделываются.

3. Некоторые предложения по расчету отдельных элементов конструкций:

а) расчет железобетонных подкрановых балок на трещиностойкость под действием боковых распоров, возникающих при продольных перемещениях мостовых кранов и мало зависящих от грузоподъемности крана, рекомендуется производить по схемам рис. 20. Значение расчетной боковой силы следует определять: 1) как сумму силы торможения тележки, равной 0,1 массы крановой тележки и номинальной грузоподъемности крана, и сил перекоса, принимаемых равными 0,1 нормативного давления колес крана, передающихся на одну пару колес (или по диагонали, или на одной стороне крана); 2) по нагрузкам норм с умножением на местный коэффициент нагрузки (аналогичный коэффициенту α для расчета верхних поясов и тормозных ферм стальных конструкций), равный 2,5 для кранов грузоподъемностью 5 и 10 т, 2 – для кранов 15 и 20 т и 1,5 – для кранов 30 т и выше. На остальные виды нагрузок крановых балок и конструкций зданий эти коэффициенты не распространяются;

б) ригели двухветвевых колонн следует рассчитывать как короткие консоли с вылетом, равным половине расстояния между стойками в свету, сложенному с 0,3 высоты сечения стойки. При этом усилия в рабочих стержнях горизонтальной нижней арматуры и в отгибах определяются по формулам норм, а усилия в горизонтальных хомутах из уравнения суммы проекций всех сил на перпендикуляр к направлению единственной возможной теоретической косой трещины, проходящей через ригель от надколонника к стойке, горизонтальная проекция которой равна вылету консоли; эти стержни устанавливаются в количестве не меньшем, чем это требуется конструктивными указаниями норм; усилия в вертикальных стержнях не определяются, поскольку вертикальные хомуты начинают работать лишь после разрушения ригеля и должны рассматриваться лишь как монтажная арматура (см. рис. 33,б);

в) продольные опорные полки ригелей и другие конструкции, служащие опорой для перекрытий, следует рассчитывать на

сосредоточенное действие нагрузки (от ребер плит и т.п.) аналогично расчету консоли ширине участка приложения нагрузки или ширине подопорной закладной детали в рассчитываемой полке, сложенной с удвоенной высотой полки (выкол полки происходит под углом около 45° , а ее продольная арматура влияет на ширину выкола незначительно), но не менее ширины подопорной закладной детали и не более расстояния между нормальными трещинами в растянутой зоне ригеля или балки, если рассчитываемая полка находится в ней;

г) опорные участки преднапряженных балок с тонкой стенкой с расположенным в них наклонными участками каналов для арматуры, которые могут быть плохо заинъецированы, следует проверять на главные сжимающие напряжения по ослабленному сечению канала;

д) при расчете раскрытия косых трещин в балках с тонкой стенкой без преднапряжения продольной арматуры следует учитывать, что этот расчет дает заниженный результат, поэтому, если по такому расчету раскрытие трещин будет приближаться к предельно допустимому, количество поперечной арматуры рекомендуется увеличивать на 20–30%;

е) при расчете прогибов изгибаемых конструкций и назначении их контрольных величин при испытании следует иметь в виду, что для разных составов бетонов прогиб во времени может значительно отличаться от величин, принятых нормами (в частности, увеличен для пескобетонов). Желательно проводить для таких бетонов и железобетонных изделий проверку модуля деформаций или прогибов испытанием проектной нагрузкой в течение длительного времени (не менее 6–12 мес с постоянным замером прогибов), на основании которой может быть прогнозирован конечный прогиб конструкции через 5–8 лет. Исправлять такие прогибы не следует.

4. Некоторые предложения по выбору конструкций типовых серий и конструированию их узлов:

а) применение типовых конструкций закрытых промышленных и гражданских зданий в открытых сооружениях (эстакады, постаменты, этажерки и т.п.), не защищенных кровлей или другими видами изоляционных покрытий от выветривания, не рекомендуется. Чертежи этих конструкций можно применять для изготовления элементов открытых сооружений лишь при условии пересмотра марок бетона и толщин защитных слоев бетона, их назначения с учетом морозостойкости, водонепроницаемости и коррозии;

б) проектирование шит, опертых по контуру, со швом без подстилающего раствора ("насухо") не рекомендуется ввиду трудности расположения опор по контуру в плоскости, совпадающей с опорной плоскостью плиты; в качестве удачной конструкции опирания можно рекомендовать применяемое в зданиях холодильников опирание через косой замоноличива-

мый шов (наклонная опорная поверхность) с восемью опорными монтажными выпусками арматурных коротышей;

в) ввиду часто встречающегося различного по величине прогиба во времени рядом расположенных сборных плит перекрытий и появления вследствие этого трещин в потолочных поверхностях рекомендуется швы между плитами бетонировать бетоном марки не ниже марки бетона плит и не ниже М 200. Заполнение швов раствором марок 100 и 150, допускаемое нормами для тонких швов, можно распространять на швы между плитами лишь при фигурном контуре боковых граней, при которых шов образует продольную шпонку, работающую на срез. В швах между плитами, имеющими плоские прямоугольные грани, следует устанавливать закладные детали для соединения плит в шве сваркой или предусматривать в шве стяжки (которые приходится устанавливать при появлении прогибов в эксплуатации);

г) при выборе типа опоры сборных конструкций в узлах сопряжения следует при опирании на гибкие конструкции принимать неподвижное закрепление опоры, а скользящие или катучие (подвижные) опоры применять при опирании на жесткие конструкции. При этом, если усиление в подвижной опоре при надвижке в одну сторону может превосходить усилия при подвижке в обратном направлении, т.е. обратное проскальзывание может не произойти или не достигнуть величины первоначального (что вызывает остаточный сдвиг, который может привести к накапливанию деформаций подвижки в опоре), конструкцию опор следует назначать либо неподвижной, либо катучей, избегая скользящих опор;

д) при назначении конструкций температурных швов следует принимать во внимание, что в зданиях, предназначенных для эксплуатации с постоянной температурой, за время строительства (2–3 года) конструкции подвергаются обычным температурным воздействиям, поэтому в температурных швах система опирания (неподвижная, скользящая или катучая) должна быть одинаковой для всех элементов конструкций с одной (каждой) стороны шва;

е) установку стропильных балок и ферм на стыке подстропильных следует производить с помощью только болтовых креплений. При этом армирование верха опорного торца подстропильных балок следует подбирать по условиям его трещиностойкости в сечении над гранью опоры от воздействия изгибающего момента, равного произведению полной опорной реакции стропильной конструкции на длину опоры подстропильной, и от растяжения под действием силы трения в опоре стропильной балки, равной опорной реакции с коэффициентом трения 0,3 (от 0,2 до 0,45). Сварка на этих опорах не рекомендуется;

ж) защиту колонн около проездов, загрузочных лопат и дру-

тих механизмов, наносящих удары по углам колонн, в кузнецких цехах и т.п. следует проектировать в виде наружных стальных обойм, а не закладных уголков, которые при ударах отламываются, а в производстве дают лишние типоразмеры;

3) при проектировании железобетонных колонн с наружной стальной обоймой (или усилении железобетонных колонн специальными обоймами) обойму можно учитывать в несущей способности комплексной конструкции полностью лишь в случае приварки ее к торцевым закладным деталям колонны или ее непосредственного упора в перекрытия, а также приварки фланжками к стержням арматуры колонны и подчеканки к бетону колонны; обойма, не закрепленная к колонне на опорных концах, в суммарной несущей способности учитываться не может и является лишь местным усилением колонны при условии приварки к арматуре и подчеканки жестким раствором к бетону колонны; обойма с незакрепленными концами, не подчеканенная или не приваренная к арматуре, усилением вообще не является.

УДК 624.012.4.93:004.6

Ю.Д. Рыбаков, инж.

ИЗ ОПЫТА ОБСЛЕДОВАНИЯ И УСИЛЕНИЯ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При строительстве самых разнообразных многоэтажных промышленных и гражданских зданий с 50-х годов широкое применение получили сборные и сборно-монолитные конструкции индустриального изготовления. Разработанные способы сопряжения элементов в системе здания обеспечивают выгодную неразрезную схему работы несущих железобетонных конструкций, необходимую жесткость поперечных рам и каркаса в целом. Применение унифицированных изделий типовых серий ИИ-50, ИИ-60, ИИ-20, ИИ-04 позволило возводить здания с большим диапазоном пролетов, этажности, сетки колонн и нагрузок на перекрытия. Нередко в силу каких-то особых архитектурно-планировочных или технологических требований разрабатывались индивидуальные проекты конструкций многоэтажных зданий, однако, как правило, основные конструктивные решения оставались аналогичными типовым.

Обследования каркасов многоэтажных зданий показывают, что если примененные сборные железобетонные элементы были хорошего качества, сопряжения их выполнены в соответствии с проектом и не допускалось грубых нарушений условий эксплуатации, то в работе конструкций не возникает осложнений и они достаточно надежны. Однако в практике встречались случаи дефектного заводского изготовления, а чаще дефектного монтажа конструкций, что приводило к ухудшению их прочностных и деформативных качеств, снижению сейсмостойкости сооружений и вызывало необходимость исправления брака или усиления элементов. Рассмотрение и учет таких случаев позволяют предупреждать подобные дефекты, а если они обнаружены в существующих зданиях, то принимать правильные решения по устранению неполадок.

При обследовании конструкций были обнаружены перечисленные ниже дефекты.

1. Дефекты стыков сборных элементов колонн:

низкое качество (малый катет, недостаточная длина, наличие "непровара") сварных швов приварки компенсирующих стыковых накладок к оголовкам стыкуемых элементов колонн, что может быть исправлено наложением дополнительных швов;

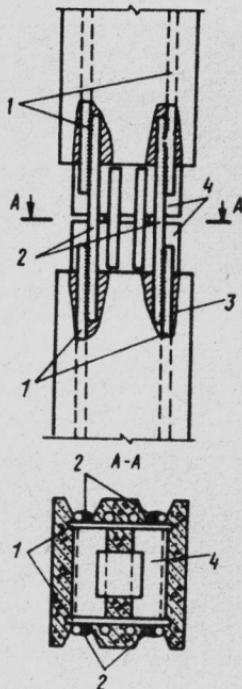
применение недостаточного числа стыкуемых накладок, накладок уменьшенной длины, меньшего диаметра или из стали более низкого класса. В этих случаях следует приваривать дополнительные накладки; их суммарная прочность должна быть равна прочности рабочей арматуры верхнего элемента колонны;

недостаточная длина приварки рабочей арматуры к оголовку вследствие укороченных выпусков арматуры на оголовок или зауженного по высоте оголовка (дефект изготовления). Чтобы устранить дефект, компенсирующие накладки привариваются непосредственно к рабочим стержням стыкуемых элементов колонн, предварительно сбив защитный слой бетона по обе стороны от стыка на длину, необходимую для приварки накладок фланговыми швами (рис. 1);

несоосность рабочих стержней стыкуемых элементов (серии ИИ-04). Проведенная НИИЖБ и ЦНИИПромзданий экспериментальная проверка горизонтальных и вертикальных замоноличенных стыков с несоосно сваренными выпусками арматуры показала, что этот дефект приводит к снижению несущей способности стыков до 30% и более [1]. В практике строительства нередко бывает, что несоосность стержней в стыках элементов колонн превышает допускаемую проектом 2 мм и достигает от 10 до 25 мм. Для сварки этих стержней диаметром 32–36 мм монтажники разогревают выпуски и подгибают их, в результате чего стержни оказываются непрямолинейными. Для устранения дефекта скальвают защитный слой бетона с обнажением половины диаметра стержней по обе стороны от стыка,

Рис. 1. Схема исправления стыка колонн с недостаточной длиной сварных швов

1 – продольная арматура; 2 – дополнительная накладка, приваренная непосредственно к арматуре; 3 – зона снятого защитного слоя бетона; 4 – металлический оголовок



приваривают компенсирующие накладки фланговыми швами и бетонируют участок усиления железобетонной рубашкой с косвенным армированием плотной навивкой проволоки или замкнутыми хомутами с частым шагом.

2. Дефекты в узлах сопряжений ригелей с колоннами:
отсутствие в колоннах специальных отверстий для пропуска верхней опорной арматуры ригелей (по серии ИИ-60) или арматурных выпусков из колонн для соединения с выпусками верхней опорной арматуры ригелей (по серии ИИ-20);

применение стержней верхней опорной арматуры меньшего, чем требуется по проекту, диаметра или низшего класса стали или меньшей длины;

несоосность стыкуемых арматурных выпусков из колонны и верхней арматуры ригелей;

необеспеченность жесткости узлов сопряжений крайних ригелей с колоннами наружных рядов зданий из-за отсутствия или плохого качества приварки арматуры к анкерным устройствам на наружной грани колонн.

Дефекты сопряжения ригелей с колоннами ослабляют жесткость каркаса здания, его прочность при восприятии горизон-

тальных нагрузок (что особенно опасно для объектов в сейсмических районах), уменьшают несущую способность ригелей вследствие перераспределения усилий и увеличения пролетных моментов. Внешне при загружении это может проявляться образованием трещин изгиба в средней части пролета ригеля и трещины в верхней части узла сопряжения ригеля с колонной. Поэтому во время строительства перед замоноличиванием сопряжений элементов каркаса следует тщательно проверять наличие и правильность армирования. На этой стадии нередко удается обнаружить ослабление и исправить его. Например, при отсутствии или недостатке верхней опорной арматуры укладывают дополнительные стержни. Часто должно быть по два стержня. Тогда около колонны их выгибают так, чтобы они обогнули ее тело (рис. 2). На опорах у наружных стен между телом колонны и уже навешенными стеновыми панелями забивают металлические пластины, к которым затем приваривают арматурные стержни (рис. 2,а). Для того чтобы гибкая колонна опорная арматура в процессе восприятия растягивающих усилий не разогнулась, оба стержня у концов перегибов должны быть охвачены специальными хомутами (рис. 2,б).

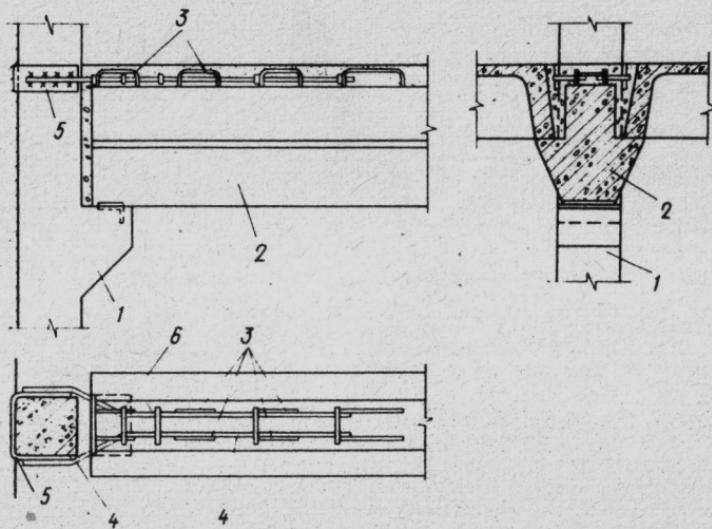
Сложнее исправить дефект армирования, когда опорная арматура запроектирована более чем из двух стержней. Тогда на колоннах, на уровне гребней ригелей, устанавливают сварные обоймы из полосовой стали, к которым приваривают верхнюю опорную арматуру. Для полного охвата колонны такой обоймой необходима тщательная зачеканка зазоров цементным раствором. Такое решение было применено при усилении каркаса корпуса ТЭС на Чукотке [2].

В случае если выпуски из колонны оказываются ниже гребня ригеля, их обрезают; на колонне, на уровне гребня ригеля, делают жесткий "манжет", к нему приваривают коротышки, равнопрочные с обрезанными выпусками, которые на ванной сварке соединяют с верхней арматурой ригелей (рис. 3).

Если выпуски из колонны расположены выше арматуры ригелей, то их обычно соединяют сваркой наклонных вставок. При этом необходимо учитывать, что при возникновении растягивающих усилий в верхней арматуре ригелей они будут стремиться выпрямиться и могут вырваться из верхней грани ригеля. Поэтому восходящий угол "изогнутой" арматуры следует специально закрепить. Для этой цели применялись разного вида поперечные хомуты, которые могут воспринять усилие растяжения, либо предусматривались другие меры.

При обследовании каркасов многоэтажных зданий следует особое внимание уделять проверке качества выполнения рамных сопряжений. Так, например, при обследовании строящегося административного корпуса московского комбината ЖБИ № 2 было замечено, что у нескольких, как будто проходящих через отверстия в колоннах стержней верхнего надпорного армирован-

a)



б)

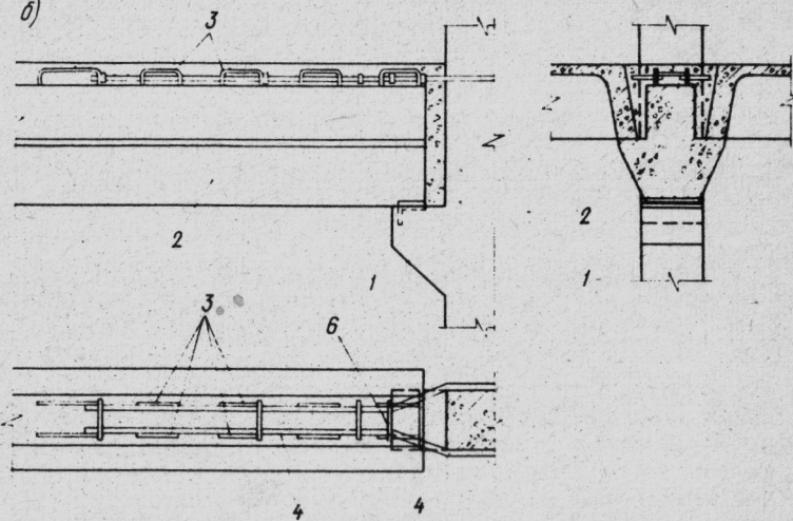


Рис. 2. Обеспечение жесткости при отсутствии в колоннах отверстий для пропуска арматуры
а – на крайней колонне; б – на колонне среднего ряда; 1 – колонна; 2 – ригель; 3 – поперечная арматура ригеля; 4 – верхняя надопорная арматура; 5 – металлическая пластина; 6 – хомуты, охватывающие рабочую арматуру

а – на крайней колонне; б – на колонне среднего ряда; 1 – колонна; 2 – ригель; 3 – поперечная арматура ригеля; 4 – верхняя надопорная арматура; 5 – металлическая пластина; 6 – хомуты, охватывающие рабочую арматуру

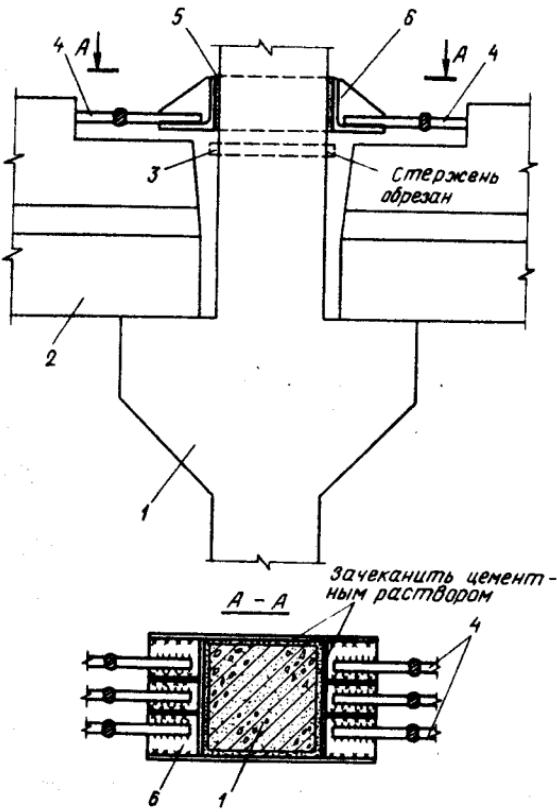


Рис. 3. Обеспечение жесткости при несоосности выпусков

1 – колонна; 2 – ригель; 3 – выпуски из колонны; 4 – верхняя арматура ригеля; 5 – растворная зачеканка; 6 – сварной „манжет“ из уголков

вания ригелей рисунок их профиля на участках по обе стороны от колонны не совпадает. Оказалось, что отверстия в колоннах расположены несколько ниже проектного уровня, в связи с чем пролететь стержни через них насквозь было затруднительно. При монтаже заготовленные стержни были разрезаны пополам и вставлены с обеих сторон колонны. Таким образом, сопряжение ригелей с колоннами превращено в шарнирное, хотя внешне создавалось впечатление соблюдения жесткости узла. В этом же здании на втором этаже вместо предусмотренного проектом сборного элемента колонны, армированного четырь-

мя стержнями по каждой рабочей грани, были смонтированы элементы, предназначенные для четвертого этажа с двумя стержнями по рабочим граням.

В ряде случаев благодаря проектным запасам несущая способность ригелей с ослабленной верхней опорной арматурой оказывается достаточной для восприятия уточненных обследованием эксплуатационных нагрузок, и с этой точки зрения ригели в усилении не нуждаются. Тогда необходимо обеспечить пространственную жесткость каркаса. Если по каким-либо причинам восстановить жесткость узлов сопряжений ригелей с колоннами затруднительно, то в плоскости нескольких поперечных рам здания могут быть созданы специальные диафрагмы жесткости сплошной или сквозной конструкции.

Такой случай был отмечен при строительстве одного лабораторного корпуса в Москве, представляющего собой двухпролетное 6-этажное каркасно-панельное здание с сеткой колонн 6x9 м. После навески стеновых панелей обнаружилось, что анкеровка надопорной арматуры на крайних опорах ригелей не обеспечена. Расчет показал, что несущая способность ригелей при шарнирном опирании одной опоры будет достаточна для восприятия эксплуатационных нагрузок. Но поперечная жесткость каркаса оказалась существенно нарушенной, и для ее обеспечения были применены железобетонные диафрагмы, расположенные одна посередине длины здания, две — ближе к торцам, против лестничных клеток, которые сами по себе также являются элементами жесткости здания.

3. Дефекты бетонирования в основном сводятся к плохому качеству замоноличивания (слабый цементный раствор, включения строительного мусора, применение слабого бетона):

участка размещения верхней опорной арматуры ригелей (серии ИИ-60); в этом случае не обеспечивается жесткость узла, неразрезность работы ригелей и соответственно снижается жесткость поперечной рамы и несущая способность ригеля по изгибающему моменту;

швов между плитами перекрытий на приопорных участках, где должны быть уложены опорные каркасы; при этом ухудшается жесткость диска перекрытия, плиты работают на изгиб по разрезной схеме и не участвуют в работе на изгиб совместно со сжатой зоной ригеля (особенно по серии ИИ-60);

гребня ригеля, в результате чего ригель воспринимает полезную эксплуатационную нагрузку только сборным сечением;

продольных швов между плитами перекрытий (иногда вообще не выполняется); наблюдается "claveиность" плит — они работают несовместно, имеют различный прогиб при разных эксплуатационных нагрузках, нарушается жесткость диска перекрытия;

пазов между торцами сборных ригелей и гранями колонн над консолями. При загрузке перекрытия и возникновении

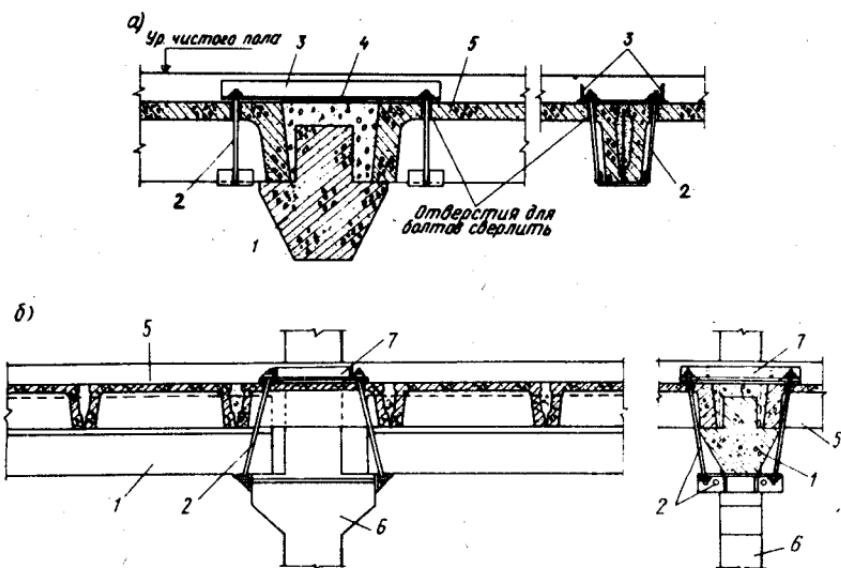


Рис. 4. Исправление опищения конструкций

а – опищение плиты; б – опищение ригеля; 1 – ригель; 2 – напрягающие болты; 3 – двухконсольная балка, располагаемая в толщине пола; 4 – центрирующая прокладка; 5 – плита перекрытия; 6 – колонна; 7 – сварной манжет

отрицательного момента на опоре заделка паза и швы приварки ригеля на консоли должны воспринимать усилие сжатия.

Для исправления брака бетонирования следует разобрать участки некачественно уложенного бетона, очистить пазы между сборными элементами от строительного мусора и пыли, промыть водой под давлением и произвести замоноличивание бетоном положенной марки на мелком щебне с укладкой его при помощи вибраторов.

В практике строительства иногда, чтобы избежать кропотливой и трудоемкой работы по расчистке дефектных сопряжений и их полному исправлению, делают дополнительную сплошную железобетонную плиту, замоноличиваемую по верху существующего перекрытия. Это резко увеличивает массу перекрытий и при сейсмических воздействиях создает такие горизонтальные усилия на каркас, при которых прочность колонн может оказаться недостаточной и во избежание разрушения потребуются соответствующие усиления.

4. В практике возведения многоэтажных зданий встречаются случаи, когда из-за неточностей монтажа площадь опирания некоторых элементов оказывается уменьшенной. Это может

привести к срыву конструкции с опоры или к нарушению анкеровки рабочей арматуры. В таких случаях необходимы меры по обеспечению эксплуатационной надежности.

При опирании плиты на край ригеля возможно откалывание опорной кромки бетона, особенно если поперечная арматура оказалась смещенной и толщина защитного слоя бетона значительно увеличена. Чтобы предотвратить падение плиты, применяют двухконсольную подвеску (рис. 4а) : продольное ребро ненадежно опертоей плиты вместе со смежным ребром соседней плиты подтягивают болтами к балочке, анкеруемой к ребрам плит, опирающихся на другую сторону ригеля.

При недостаточной длине опирания ригеля на консоль колонн может быть применена подобная подвеска на напрягаемых болтах (рис. 4,б) – опорные уголки, подхватывающие ригель, увеличивают длину опорной площадки и предохраняют край консоли от скальвания.

5. Несущая способность перекрытий может оказаться недостаточной в результате увеличения эксплуатационных нагрузок по сравнению с проектом из-за наличия каких-то дефектов изготовления или монтажа конструкций.

Для повышения прочности ригеля по поперечной силе на его приопорных участках обычно устанавливают дополнительные наружные хомуты, включаемые в работу подтяжкой гаек на резьбовых концах стержней.

Если для повышения прочности ригеля по изгибающему моменту требуется увеличить количество продольной рабочей арматуры, то рекомендуется применять напрягаемые затяжки, например шпренгельные системы; напряжение стержней эффективнее обеспечивает совместность работы усиления с конструкцией.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Васильев А.П., Стульчиков А.Н., Выжигин Г.В., Старцев В.Н. Несоосность арматуры в стыках сборных железобетонных конструкций. – Промышленное строительство, 1975, № 9.
2. Рыбаков Ю.Д. Случай восстановления жесткости узлов рамного сборно-монолитного каркаса. – В сб.: Межотраслевые вопросы строительства, 1972, № 5 (ЦНИИС).

И.А. Сисин, канд. техн. наук,
А.Р. Баштанник, инж.

ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ ОСОБЕННОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК ПРОЛЕТОМ 12 м

Первая очередь цеха магниевого литья, где эксплуатируются балки, построена в 1966 г., вторая очередь — в 1968 г.

Одноэтажное многопролетное здание с размером в плане 72х216 м имеет два торцевых пролета по 24 м и четыре продольных по 18 м. Продольный шаг колонн и пролет подкрановых балок 12 м. В большинстве пролетов установлены железобетонные предварительно напряженные подкрановые балки марки БКНБ-12-1 (по серии КЭ-01-50, вып. 2). Они изготовлены в 1964 г. Армирование — отдельными стержнями класса А-III, упрочненными вытяжкой. Проектная прочность бетона 300 кгс/см²; отпускная прочность (по заводским паспортам) 211—366 кгс/см². Монтаж балок осуществлен в 1964—1965 гг.

Балки запроектированы под нагрузку от двух кранов грузоподъемностью 10 т тяжелого режима работы. Крепление подкрановых балок к колоннам с помощью анкерных болтов и вертикальных крепежных планок, привариваемых к закладным деталям на верхней полке балок и надколонниках. В отдельных местах некоторые балки прикреплены с помощью металлического пояса. Крановый путь во всех пролетах выполнен из рельса КР-70. По имеющимся сведениям, существенных рихтовок подкрановых путей с момента монтажа не производилось.

Комплексным исследованием технического состояния строительных конструкций здания, проведенным в 1974 г., во всех элементах подкрановых балок были выявлены трещины (рис. 1): нормальные — в нижнем и верхнем поясах, в стенке; наклонные — чаще у опор, а иногда по всей балке; горизонтальные — вдоль арматуры и по линии сопряжения верхнего пояса со стенкой. Ширина раскрытия некоторых трещин достигает 0,8 мм. По торцам балок, у закладных деталей крепления к консолям колонн, имеются околы бетона в местах опирания на колонну и др.

Причиной образования трещин, в том числе и нормальных, не могли быть непосредственно вертикальные перегрузки, так как во всех пролетах фактические крановые нагрузки значительно ниже предусмотренных проектом: работают либо два крана грузоподъемностью по 5 т, либо один грузоподъем-

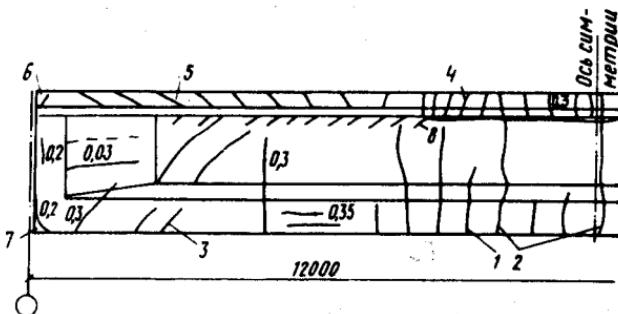


Рис. 1. Характерные повреждения подкрановых балок
1–8 – типы трещин

нностью 10 т вместо двух кранов по проекту. Это подтвердили и расчетно-теоретические исследования прочности, трещиностойкости (табл. 1, 2) и деформативности подкрановых балок.

Для выяснения причин повреждений проверены положение подкрановых путей и некоторые параметры мостового крана, прогибы в плоскости и из плоскости самих балок. Результаты этой работы (табл. 3) показывают, что разность отметок головок крановых рельсов в одном поперечном сечении и на соседних колоннах в поперечных пролетах превышает допустимые правилами Госгортехнадзора соответственно в 2,4 и 1,6 раза. Следовательно, при проходе крана на этом участке имеются предпосылки для увеличения горизонтальных поперечных (боковых) сил.

Смещения рельса с оси подкрановой балки также значительны – до 70 мм. Эксплуатация кранов в этих условиях будет сопровождаться кручением подкрановых балок.

В ряде подкрановых балок, жесткость которых снижена трещинами, выявлен выгиб от предварительного обжатия арматуры нижнего пояса до 27 мм.

Неравномерная просадка фундаментов колонн, достигающая 48 мм, произошла в непосредственной близости от находящихся в одном из пролетов электрических плавильных печей с водяным охлаждением, что соответственно повлекло образование разности отметок головок подкрановых рельсов и увеличило боковые крановые воздействия.

Данные расчетно-теоретических исследований позволили установить, что вертикальная нагрузка от фактически работающих двух кранов в пролете грузоподъемностью 5 т или одного крана грузоподъемностью 10 т пролетом 17,5 м не являются причиной трещинообразования в нормальных и наклонных сечениях ребра балки. Расчетом выявлена возможность образова-

Т а б л и ц а 1. Оценка несущей способности и трещиностойкости подкрановой балки в расчетных сечениях при воздействии вертикальной нагрузки в стадии эксплуатации

Наименование	Несущая способность сечения (элемента)	Усилия в сечении при загружении кранами	
		$2Q = 5 \text{ т}$ пролетом 22,5 м	$1Q = 10 \text{ т}$ пролетом 17,5 м
Прочность нормального сечения по изгибающему моменту, тс·м	183,3	85,6	88,6
Запас прочности, %	—	53	51
Прочность наклонных сечений по поперечной силе, тс	70,1	33,9	35,6
Запас прочности, %	—	52	49
Выносливость арматуры с учетом влияния многократно повторной нагрузки:			
расчетное сопротивление, kgs/cm^2	4140	—	3075
запас прочности, %	—	—	26
Выносливость бетона, скатого от действия наибольшей внешней нагрузки с учетом влияния многократно повторной нагрузки:			
расчетное сопротивление, kgs/cm^2	120	—	—
суммарные напряжения в бетоне, kgs/cm^2	—	—	42
Запас прочности, %	—	—	65
Проверка по образованию трещин в нормальном сечении:			
момент трещинообразования $R_t W_t$, тс·м	129,4	—	—
момент от обжатия с учетом коэффициента точности натяжения, тс·м	—	68,5	70,9
Запас прочности, %	—	47	45
Проверка возможности образования трещин в растянутой зоне бетона с учетом влияния многократно повторной нагрузки:			
напряжения от усилий обжатия, kgs/cm^2	73,3	—	—
напряжения от внешней нагрузки, kgs/cm^2	—	—	55
Запас прочности, %	—	—	24

П р и м е ч а н и я: 1. Оценка несущей способности сечения балки выполнена на воздействие расчетных нагрузок.

2. Проверка трещинообразования выполнена на воздействие нормативных нагрузок с учетом коэффициента динамичности.

Т а б л и ц а 2. Оценка несущей способности и трещиностойкости верхнего пояса подкрановой балки на воздействие горизонтальной поперечной крановой нагрузки

Наименование	Несущая способность сечения (элемента)	Усилия в сечении при загружениях кранами	
		2Q = 5 т пролетом 22,5 м	1Q = 10 т пролетом 17,5 м
Прочность нормального сечения по изгибающему моменту от нагрузки, вычисленной по формулам СНиП II-A.11-62, тс·м	7,8	2	2,7
Запас прочности, %	—	74	65
Проверка по образованию трещин в нормальном сечении:			
момент трещинообразования $R_t W_t$, тс·м	2,1	—	—
изгибающий момент, вычис- ленный по формулам СНиП, тс·м	—	1	1,4
Запас прочности, %	—	52	33
Изгибающий момент, вычисленный по формулам А.В. Фигаровского [4], тс·м	—	3,8	5,3
Превышение $R_t W_t$, %	—	80	150
Изгибающий момент от нагрузки, принятой в соответствии с экспериментальными данными автора [5], тс·м	—	3,5	4,9
Превышение $R_t W_t$, %	—	66	130

Т а б л и ц а 3. Положение подкрановых путей и колес мостов кранов

Наименование отклонения	Наибольшие фактические зна- чения	Допустимые значения по [1, 2], мм	
		при мон- таже	при экс- плуатации
Смещение оси кранового рельса с оси подкрановой балки	70	15	30
Разность отметок головок крано- вых рельсов в одном поперечном сечении на опорах	48	15	20
Разность отметок крановых рельсов на соседних колоннах при шаге колонн 12 м	33	15	20
Отклонение в расстоянии между осями крановых рельсов	17	10	15
Отклонение рельса от прямой линии на участке пути длиной 40 м	20	15	20
Выгиб подкрановых балок в верти- кальной плоскости	27	Не нормируется	
То же, из плоскости балок	24	Не допускается	
Разность расстояний от струн, па- рапелльных оси кранового рельса до торца колес поста в плане	16	0,5	0,5

Продолжение табл. 3

Наименование отклонения	Наибольшие фактические значения	Допустимые значения по [1, 2], мм
	при монтаже	при эксплуатации
То же, в профиле	7	1
Отклонения в расстоянии между осями колес (пролет крана)	20	6
Неравномерная просадка фундаментов колонн	48	6
		Не допускается

ния трещин типа 8 (см. рис. 1) на уровне примыкания верхней полки к ребру с учетом многократного загружения кранами. Принимая во внимание наличие усилий предварительного напряжения в арматуре нижнего пояса и выгиба балок в вертикальной плоскости до 27 мм (выгиб балки превышает прогиб от вертикальной нагрузки на 22 мм), вероятность появления трещин типа 8 становится очевидной.

Наименее прочным и нетрециностойким в подкрановых балках оказался верхний пояс при воздействии на него горизонтальных поперечных сил. К тому же эта нагрузка в виде боковых сил нестабильна и зависит во многом от состояния подкрановых путей и непараллельности колес кранов (см. табл. 3).

В главе СНиП II-A.11-62, действовавшей до 1976 г., недостаточно полно учитывались боковые силы от мостовых кранов. Как показали результаты экспериментальных исследований НИИЖБ [3], МИСИ [4] и НИИСК [5], эти силы значительно превосходят нормативные, что и привело к повсеместному повреждению верхнего пояса (трещины типа 4 и 5).

Повреждения типа 6 образовались в результате неравномерной передачи крановой нагрузки через рельс непосредственно на углы поясов балок.

Повреждение типа 7 — около бетона в местах анкеровки предварительно напряженной арматуры — образовалось в результате неравномерного опирания подкрановой балки на закладную деталь колонны.

В заключение можно отметить, что приведенные на рис. 1 повреждения создали предпосылки для коррозии арматуры реагентами газовоздушной среды цеха. В дальнейшем, принимая во внимание многократно повторное загружение балок крановой нагрузкой, число нормальных трещин будет увеличиваться. Нормальные трещины в верхнем и нижнем поясах будут смыкаться, пересекая все сечение балки (трещины типа 2). Увеличится ширина раскрытия трещин, а жесткость и несущая способность балок будут снижаться.

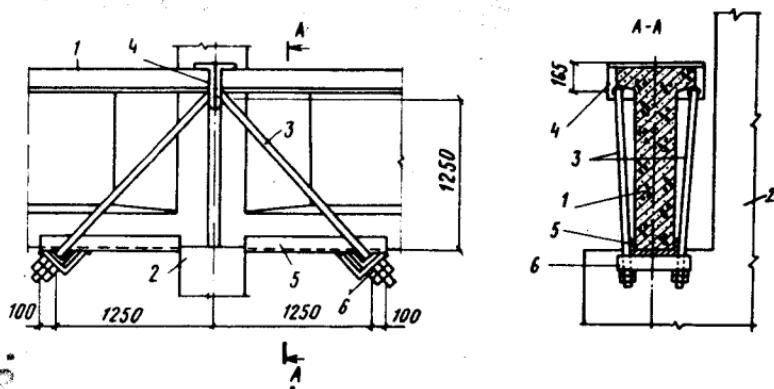


Рис. 2. Усиление подкрановых балок

1 – подкрановая балка; 2 – колонна; 3 – напрягаемый наклонный стержень $\phi 40$ А-III; 4 – торцевой элемент, крепящийся на торцах верхнего пояса балок; 5 – швеллер для упора в колонну; 6 – натяжные болты

Большую опасность могут представить косые трещины вблизи опор в нижнем поясе, поскольку при дальнейшем трещинообразовании и увеличении ширины раскрытия нарушиется анкеровка предварительно напряженной арматуры. Учитывая это, было решено усилить припорные зоны подкрановых балок подпружиной системой с напрягаемыми наклонными стержнями (рис. 2) и защитить бетон балок трещиностойкими покрытиями. Признано необходимым отихтовать подкрановые пути в плане и по вертикали и отрегулировать узлы ходовой части кранов по современной методике [6].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов. М., Металлургия, 1970.
- СНиП III-Г.1-69. Подъемно-транспортное оборудование. Правила изготовления и приемки монтажных работ. М., Стройиздат, 1970.
- Мизернюк Б.Н., Рыбаков Ю.Д. Измерение деформаций подкрановых конструкций и величин боковых воздействий мостовых кранов. – В кн.: Расчет и исследование открытых крановых эстакад. Киев, "Будівельник", 1969.
- Фигаровский А.В. Исследование боковых сил четырехколесных мостовых кранов с гибким подвесом груза. – В сб.: Металлические конструкции, 1970, вып. 85.

5. Сисин И.А., Скуцкий В.И. Боковые силы, возникшие при работе мостовых кранов на открытых эстакадах. — В сб.: Методика обследования железобетонных конструкций, 1975, вып. 21.

6. Сисин И.А., Андрушенко М.К. Некоторые вопросы повышения долговечности подкрановых сооружений. — В кн.: Долговечность строительных конструкций, Киев, "Будівельник", 1972.

УДК 624.072.2.012.46

А.Р. Баштанник, инж.

О ПРИЧИНАХ ПОВРЕЖДЕНИЯ РЕБРИСТЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Натурные исследования железобетонных стеновых панелей цеха магниевого литья позволили выявить характерные для этой конструкции повреждения, различного типа трещины, дефекты арматуры и элементов крепления.

Одноэтажное многопролетное здание цеха выполнено из сборного железобетона с продольным шагом колонн 12 м. Размеры в плане 72x216 м.

Технологические процессы в цехе магниевого литья связаны с выделением хлора, сернистого ангидрида, хлористого и фтористого водорода и других агрессивных по отношению к бетону и металлу реагентов. Влажность воздуха вблизи строительных конструкций нормальная. Здание отапливаемое.

Для стенового ограждения применены комплексные панели размером 2,4x12 м марки ПСКЛ 12-2 и 1,2x12 м марки ПСКЛ 12-5. Несущая часть изготовлена в соответствии с серией чертежей СТ-02-19/61. Изоляция состоит из утеплителя (фибролита плотностью 400 кг/м³) и пароизоляции (рубероида), закрепляемых на панели цементно-песчаной стяжкой, армированной металлической сеткой. Проектная прочность бетона 300 кгс/см², рабочая предварительно напряженная арматура — класса А-Шв. Фактическая прочность бетона, определенная эталонным молотком НИИ Мосстроя и прибором ГПНВ-5, оказалась несколько выше проектной.

Ограждающие конструкции смонтированы в 1964 г. По проекту панель устанавливают на металлический столик, приваренный к колонне. Верхнее продольное ребро панели подтягивают

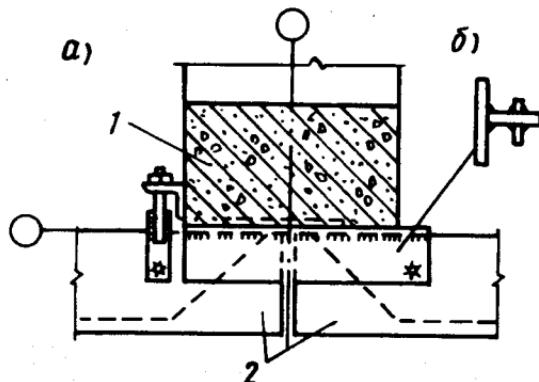


Рис. 1. Крепление стеновых панелей
а - типовое; б - нетиповое, жесткое; 1 - колонна; 2 - стенные панели

к стойке с помощью болта и пластины со штырем, пропущенным в отверстие ребра (рис. 1, а). Такое крепление допускает независимые деформации панели и удовлетворяет расчетно-конструктивным требованиям.

Некоторые панели данного объекта приварены к колоннам с помощью горизонтальных пластин и закладных деталей колонн без промежуточного болта (рис. 1, б). Такое закрепление препятствует перемещениям верхней опоры. При воздействии температурных, крановых и ветровых нагрузок в опорах плит развиваются трещины типа 1 (рис. 2). Расчет панелей на температурно-климатические воздействия [1] показал, что в холодное время года растягивающие напряжения в бетоне в 2 раза превышают нормативные сопротивления бетона марки М 300 растяжению. Эти напряжения увеличиваются при сжатии колонны от давления катков мостового крана, а также при действии отрицательной ветровой нагрузки. Поэтому недостаточно прочные крепления разрушились по сварному шву от воздействия переменных нагрузок.

Трещины типа 1 и 2 образуются по линиям излома полок при отрицательном направлении ветра. Первые наблюдались в 48 конструкциях, ширина их раскрытия 0,2–0,6 мм, вторые – в 46 с раскрытием до 0,8 мм. Во всех панелях зафиксированы вертикальные трещины типа 3, ширина раскрытия которых достигала 0,8 мм. Рассмотрение максимальных ежемесячных скоростей ветра со временем строительства, по данным местной метеостанции, показало, что за этот период скорости ветра дважды превышали нормативные, принятые для третьего ветрового района 25 м/с: в 1969 г. – 34 м/с, в 1973 г. – 28 м/с, а порывы ветра превышали 40 м/с (максимальная возможность

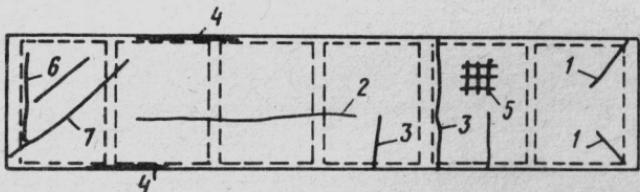
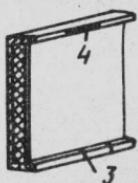


Рис. 2. Характерные повреждения стеновых панелей



1 – трещины, причиной образования которых могут быть жесткость креплений, заполнение швов у опор неупругим материалом, неплоскость опищения и ветровые перегрузки; 2 – трещины, образовавшиеся вследствие ветровых перегрузок; 3 – нормальные трещины от ветровых перегрузок; 4 – трещины при коррозии арматуры; 5 – коррозия арматурных сеток из-за недостаточной толщины защитного слоя бетона; 6 – откол торцевого поперечного ребра; 7 – трещины от депланации панели

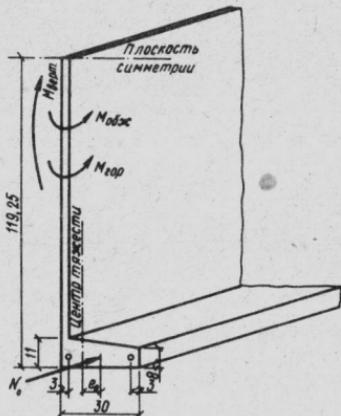


Рис. 3. Расчетное поперечное сечение

приборов метеостанции). Ветровые перегрузки и послужили причиной образования трещин.

Расчет трещиностойкости полки перемычечной панели размером 2,4x12 м на воздействие отрицательного давления ветра и вертикальных нагрузок от собственного веса и веса оконных заполнений с учетом неупругих деформаций в сжатой зоне подтвердил, что образование трещин в полке, на уровне нижнего ребра, возможно даже при нормативной ветровой нагрузке. Момент трещиностойкости здесь $M_T = 0,85 \text{ тс}\cdot\text{м}$, внешний мо-

мент от нормативной нагрузки равен 2,6 тс·м, а при порывах ветра в 1973 г. превышал 5,02 тс·м. От нижнего ребра трещины развивались вверх. Выше середины высоты панели трещины от перегрузок могли раскрыться лишь при порывах ветра в 1969 г. (см. таблицу).

Следует отметить, что по условиям трещиностойкости полка находится в значительно худшем состоянии, чем ребра, хотя и воспринимает при растяжении более низкую по сравнению с напорным давлением ветровую нагрузку. Все обследованные конструкции имели нормальные трещины в полке (тип 3) и только две из них — в продольных ребрах. Так как равнодействующая сил обжатия от преднатяжения приложена посередине высоты ребра (рис. 3), а центр тяжести расположен ближе к полке, то предварительное напряжение повышает трещиностойкость ребер при положительном давлении ветра и снижает трещиностойкость полки, необходимую при отрицательном давлении ветра.

Меньшее число трещин наблюдалось в полках плит, расположенных на "глухих" участках стен, поскольку здесь установлены перемычечные панели, воспринимающие ветровой напор, действующий лишь на собственную площадь, т.е. перемычечные панели работают как рядовые.

Вдоль рабочей арматуры с внутренней и наружной сторон (относительно помещения цеха) зафиксированы трещины типа 4 (см. рис. 2) шириной раскрытия до 1 и даже 2,5 мм, возникшие из-за коррозии арматуры. Такого вида повреждения обнаружены на 63 панелях с наружной стороны и на 13 — с внутренней.

Коррозии арматуры стеновых панелей способствуют расположенные выше панелей окна, которые при отсутствии сливов по низу проемов являются конденсаторами влаги, а также негерметичность межпанельных швов [2, 3, 4]. По проекту

Фактические и расчетные нагрузки

Вид нагрузки	Время действия нагрузки			
	1969 г.		1973 г.	наибольшая нагрузка за 5 лет [4]
	статическая	динамическая		
Скорость ветра, м/с	34	40	28	26
Скоростной напор, кгс/м ²	72,5	100	49	45
Внешний момент на уровне нижнего ребра [3], тс·м	2,78	5,02	3,84	2,6
Момент трещиностойкости на уровне нижнего ребра	—	—	—	0,85
Внешний момент посередине высоты панели, тс·м	3,28	4,55	2,22	2,04
Момент трещиностойкости посередине высоты панели	—	—	—	4,54

швы должны выполняться с применением упругих прокладок из пороизола с последующей расшивкой цементным раствором. Фактически швы заполняются только цементно-песчаным раствором. За время эксплуатации под действием многократно повторяющихся крановых и ветровых нагрузок и изменения температур раствор в швах разрушился. На "глухих" участках стен, где не сказалось влияние мостовых кранов и были меньшие ветровые нагрузки, раствор в швах сохранился. Обследованием установлено, что в открытых швах конденсируются влага, а также хлористые, фтористые и сернистые соли, вызывающие усиленную коррозию арматуры, элементов крепления, закладных деталей и бетона. Коррозии способствует и разрушение бетона вследствие попеременного замерзания и оттаивания влаги в порах и трещинах.

Для навесных стенных панелей проницаемость швов представляет собой опасность из-за коррозии расположенных в них несущих металлических элементов крепления.

Натурные замеры глубины коррозионного повреждения горизонтальных пластин крепления панелей показали, что усредненная скорость коррозии металла достигает примерно 0,5 мм/год. Следовательно, в таких условиях эксплуатации сохранившиеся 8 мм толщины пластин могут существовать лишь 16 лет (при необходимых 42 годах из расчетного срока эксплуатации). Поскольку эти детали работают на длительное воздействие собственного веса панелей и оконных заполнений (на срез и изгиб), а также испытывают кратковременное воздействие многократно повторяющихся ветровых нагрузок (на отрыв), то уже через несколько лет можно ожидать внезапное обрушение конструкций.

Необходимы надежная анткоррозионная защита металлических элементов крепления, заполнение швов эластичным герметиком и контроль за их выполнением. Крепления конструкций должны сохранять свою прочность на весь период эксплуатации здания.

Исследованиями выявлены конструктивные недостатки стенных панелей. Установлено, что многие повреждения стенных панелей вызваны не столько химическими агрессивными условиями эксплуатации, сколько низким качеством изготовления, монтажа панелей, неудачными конструктивными решениями. Это следует учесть при будущем проектировании подобных конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия. М., Стройиздат, 1976.
2. СНиП II-A.6-62. Строительная климатология и геофизика. Основные положения проектирования. М., Стройиздат. 1963.

3. Марголин А.Г., Раков М.В. Крупнопанельные стеновые ограждающие конструкции промышленных зданий. Л., Стройиздат, 1969.

4. Лукъянов В.И., Москалев А.С. Необходимое сопротивление стыков панельных стен воздухопроницанию. — Промышленное строительство, 1969, № 6.

УДК 69.059.3.0248 :691.32

Ю.Д. Рыбаков, инж.

ОБСЛЕДОВАНИЕ И УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФЕРМ

Одним из видов конструкций, получивших массовое применение в отечественном строительстве, стали сборные железобетонные предварительно напряженные фермы для покрытия зданий пролетом 18–30 м. С 1952 г. было разработано много типовых и индивидуальных проектов ферм, которые различались очертанием и расчетной схемой, характеристиками материалов, видом армирования, конструктивными особенностями и технологией изготовления. Постепенно ранее разработанные проекты заменялись более совершенными, запроектированными с учетом новых достижений строительной науки и техники. Фермы же, изготовленные по устаревшим проектам, до настоящего времени продолжают работать в покрытиях многих зданий. Поэтому при реконструкции зданий на них следует обращать особое внимание.

Накопленный НИИЖБ опыт обследования ферм позволяет выявить наиболее характерные и часто встречающиеся дефекты, по внешнему виду определить их причины и разработать оптимальные способы усиления¹.

Несущая способность и деформативность растянутого нижнего пояса ферм определяется количеством, качеством и состоянием арматуры, степенью ее преднатяжения, надежностью анкеровки арматуры на опорах. В случае недостаточного количества арматуры для восприятия растягивающего усилия в поясе, недонатяжения арматуры, повышенных (против предус-

¹ Рыбаков Ю.Д. Оценка состояния и усиление железобетонных ферм. — Проектирование и строительство трубопроводов и газонефтепромысловых сооружений. Реф. инф. /Информнефтегазстрой, М., 1978, № 7.

мотренных) потерь натяжения, механических или коррозионных повреждений сечения преднапряженной арматуры в нижнем поясе образуются расположенные по периметру поперечные трещины "силового" происхождения. Такие же трещины наблюдаются и в фермах, нижний пояс которых нагревается от расположенных вблизи тепловых агрегатов, например на стекольных заводах, или в фермах, подвергшихся воздействию пожара.

Если раскрытие поперечных трещин превышает пределы, допустимые для соответствующей категории трещиностойкости рассматриваемой конструкции, то следует выяснить причины этой чрезмерной деформативности и при необходимости назначить усиление. Если обнаружены перегрузка фермы и перенапряжение нижнего пояса, то дополнительное армирование достигается устройством наружной напрягаемой затяжки. Конструкция затяжек, способы включения их в работу и контроль напряжения в металле могут быть самыми разнообразными. НИИЖБ рекомендует затяжки из стержневой арматурной стали класса А-Ш или А-Шв, обычно из четырех стержней — по два с каждой стороны фермы, передающих усилие обжатия на торцы ферм через сварные опорные детали. На промежуточных узлах нижнего пояса ставятся хомуты-фиксаторы, препятствующие поперечным смещениям тяжей. Напряжение в затяжке создается механическим или электротермическим способом до величины не менее 70% расчетного сопротивления металла.

В случае когда раскрытие поперечных трещин находится в пределах нормы, но среда, в которой работают фермы, может вызвать коррозию арматуры, должно быть сделано антакоррозионное покрытие. Если ферма, не имеющая антакоррозионной защиты, работает в условиях воздействия агрессивной среды или подвергается длительному увлажнению, например атмосферными осадками при протечках кровли, то происходит коррозия ненапряженной конструктивной арматуры элементов, расположенной ближе к поверхности. Увеличивающиеся в объеме продукты коррозии металла распирают и рвут защитный слой, что приводит к образованию трещин или отслоению лещадок над продольными стержнями и хомутами. В процессе проникания влаги или агрессивных сред в глубь бетонного сечения может начаться и коррозия рабочей преднапряженной арматуры с образованием в поясе характерных продольных трещин. Такое положение опасно и требует принятия мер по осмотру рабочей арматуры, выполнению мероприятий по защите от коррозии и, возможно, усилению. Особую сложность представляет оценка состояния ферм, изготовленных с натяжением арматуры на бетон с последующей инъекцией каналов: если каналы заинъецированы плохо, то коррозия металла в незаполненных каналах длительное время происходит без

видимых признаков и может привести к обрывам арматуры. Оценить степень ослабления напряженного металла в закрытых каналах практически невозможно. Поэтому такие фермы усиливают затяжкой, способной воспринять полное усилие нижнего пояса.

Анкеровка преднапряженной арматуры в опорных узлах нижнего пояса является важнейшим показателем, определяющим надежность фермы. В случае если косвенное армирование зоны анкеровки на опорах недостаточно или выполнено с ошибками, то при резком отпуске натяжения преднапряженной арматуры может произойти раскалывание бетона около торцевой части с образованием здесь продольных трещин или даже скальванием лещадок по бокам. К проскальзыванию арматуры на опорах приводят и дефекты бетонирования (пустоты, раковины, неплотности) насыщенных арматурой опорных участков ферм. При работе под эксплуатационными нагрузками на боковых поверхностях опорного узла со слабой анкеровкой образуются наклонные трещины, направленные вдоль панели верхнего пояса. Если эта трещина пересекает зону узла, в которой расположена продольная рабочая арматура пояса, и выходит к краю опоры фермы на ее нижнюю грань, то это свидетельствует о потере анкеровки преднапряженной арматуры и требуется усиление. Его можно осуществить обжатием опорной части фермы напрягаемыми хомутами и конструктивными мероприятиями, позволяющими удлинить зону опирания выносом ее по опорному узлу за место образования трещин на длину не менее 40 диаметров стержней рабочей арматуры или 80 диаметров при арматуре из высокопрочной проволоки. Для увеличения длины опирания применяют увеличение площади капители колонны, постановку дополнительных стоек, подведение двухконсольных подпружных балочных систем и т.д. Однако опирать ферму на нижний пояс за пределами опорного узла нельзя, так как это вызовет сильное смещение фактических осей усилий в припорных элементах решетки и приведет к их поломке. Такое разрушение произошло при усилении фермы покрытия склада ЦНИИСК в Москве.

Наклонные трещины на опорных узлах могут образоваться и при недостаточном поперечном армировании узла. В этом случае для усиления применяют наружные напряженные хомуты.

Нередко обнаруживается уменьшение длины опирания ферм на колонны. При чрезмерно малой площадке опирания может произойти смятие бетона на опоре и повреждение зоны анкеровки преднапряженной арматуры. При выявлении такого дефекта монтажа следует произвести усиление, позволяющее увеличить площадь опирания.

Эксплуатационные качества растянутых элементов решетки ферм обеспечиваются арматурой, воспринимающей растяжение,

и анкеровкой этой арматуры в узлах сопряжения с верхним и нижним поясами.

Растянутые элементы решетки выполняются либо без предварительного напряжения, либо преднапряженными (сборные линейные элементы), которые в узлах сопряжения с поясами фермы замоноличиваются без преднапряжения. При загружении ферм эксплуатационными нагрузками возникают соответствующие растягивающие усилия, которые могут в воспринимающих их элементах вызвать образование расположенных по периметру поперечных трещин. Раскрытие этих трещин свыше допустимых пределов может свидетельствовать о перегрузке фермы, недостатке рабочего армирования элемента или каких-либо повреждениях сечения арматуры. Трещина по контуру примыкания сборного линейного элемента решетки к узлу, раскрытая больше 0,3 мм, может означать нарушение анкеровки его арматуры в конструкции узла.

Анкеровка растянутой арматуры в узлах сопряжения элементов решетки с поясами обеспечивается длиной заведения стержней в тело узла, выполнением специальных анкерующих мероприятий, а также правильным армированием самих узлов. В практике эксплуатации зданий и сооружений известны случаи, когда несоблюдение какого-либо из этих конструктивных условий приводило к нарушению анкеровки растянутых элементов. Обычно при этом на боковых сторонах узла над местом примыкания элемента образуются дугообразные трещины. При обследовании индивидуально запроектированных ферм покрытия щелкоткацкого комбината в г. Чарджоу, в которых образовались подобные трещины, оказалось, что эти узлы армированы лишь не связанными между собой плоскими сетками. Отсутствие замкнутого армирования узла при испытании фермы привело к его раскалыванию и вырыву растянутой стойки.

Растянутые элементы решетки ферм, имеющие дефекты армирования или анкеровки, рекомендуется усиливать напрягаемыми тяжами, устанавливаемыми по бокам фермы и анкеруемыми к поясам.

Напряженные тяжи могут быть применены лишь при условии устройства железобетонной рубашки с замкнутым поперечным армированием и обеспечении анкеровки растянутых стержней в узлах сопряжения с поясами. Однако такое усилие на действующих предприятиях оказывается весьма трудоемким.

Увлажнение ферм или наличие агрессивных воздействий может вызвать коррозию арматуры растянутых элементов решетки — в защитном слое бетона вдоль стержней образуются и раскрываются трещины, коррозионное повреждение металла постепенно ослабляет сечение рабочей арматуры. Поэтому при выявлении признаков коррозии необходимо вовремя осуществлять систему антикоррозионных мероприятий.

Прочность сжатых элементов ферм (верхнего пояса, раскосов) определяется прочностью бетона, продольным и поперечным армированием, целостностью сечений. Устойчивость верхнего пояса в горизонтальной плоскости обеспечивается приваркой плит покрытия, применением специальных распорок либо металлических связей.

Если из-за снижения прочности бетона в сжатых элементах или ослабления их армирования усилия от фактических внешних нагрузок превышают реальную прочность сжатых элементов, то в них начинается продольное растрескивание, приводящее к хрупкому разрушению. Такое разрушение протекает интенсивно, поэтому при обнаружении характерных продольных трещин необходимо срочно разгрузить конструкцию и произвести ремонт или усиление.

Нередко причиной ослабления сжатых элементов является нарушение целостности бетонного сечения, например механические повреждения, сколы. Кроме того, в условиях, вызывающих коррозию арматуры, происходит растрескивание наружных слоев бетона вдоль стержней, иногда с откалыванием углов. При большей толщине защитного слоя бетона ослабление поперечного сечения элемента может быть весьма значительным. Известны случаи, когда в элементах решетки, армированных одним плоским каркасом, при ржавлении металла образуется боковая трещина от раскалывания этого элемента по плоскости каркаса. В дальнейшем может произойти полное раскалывание раскоса по каркасу с образованием как бы двух самостоятельно работающих пластин, каждая из которых обладает недостаточной продольной устойчивостью. Ослабление бетонного сечения происходит и при воздействии высоких температур, когда нагретая продольная арматура выпучивается и отслаивает защитные слои бетона.

В сжатых элементах иногда наблюдаются и поперечные трещины. Обычно они образуются в верхнем поясе от перегибов и изломов из плоскости фермы во время транспортировки, складирования и монтажа. Если эти трещины наклонены к поперечному сечению больше 30° , то они могут снизить несущую способность сжатого элемента более чем на 20%, и участок с трещиной следует усилить.

Местное усиление сжатых элементов рекомендуется выполнять в виде железобетонной обоймы с замкнутым поперечным армированием, замоноличенной по очищенной и насеченной поверхности усилияемого участка, с перепуском ее в обе стороны за место повреждения на длину не менее 500 мм. Металлические обоймы из прокатного металла делают на всю длину усиливающего элемента (панели пояса или всего раскоса) с обеспечением надежного упора в узлы и рассчитывают на восприятие полного усилия. Рекомендуется предусматривать способы преднапряжения металлических обойм. Так, например, на Угличском

РМЗ была применена напрягаемая металлическая обойма из уголков с упорными сварными башмаками, передающими усилие на узлы фермы. Включение конструкции в работу осуществлялось распором, создаваемым болтами. При необходимости усиления всего верхнего пояса фермы оказывается, что выполнение сплошной монолитной железобетонной обоймы неудобно и трудоемко из-за стесненных условий производства работ. Поэтому проще выполнить усиление из прокатного металла с обеспечением упора в опорные узлы фермы. Подобное усиление было разработано для одного промздания в Запорожье, в покрытие которого установлены более тяжелые плиты, чем предусматривалось проектом.

Утепленная кровля также утяжелена. Пояса ферм при полной снеговой нагрузке оказались бы перегруженными. Верхний пояс по всей длине пришлось усилить металлической обоймой из швеллеров, упertenых в сварные опорные детали, к которым крепились стержни затяжки нижнего пояса. Обойма рассчитана на восприятие полного усилия. Обойма верхнего пояса включалась в работу при натяжении затяжки нижнего пояса.

В элементах ферм нередко наблюдаются поперечные, а иногда и продольные усадочные трещины, образующиеся на верхней (при бетонировании) стороне фермы. Эти трещины обычно не переходят на другие грани, неглубоки и по соображениям прочности не представляют опасности, но в условиях повышенной влажности или химической агрессии могут способствовать коррозии арматуры. Поэтому их рекомендуется тщательно зашпаклевать или затереть цементным раствором. Поперечные трещины в сжатых элементах решетки могут возникнуть от растяжения во время преднатяжения нижнего пояса или от внешних усилий при подъемах фермы за узлы, к которым примыкают эти элементы. При работе фермы под эксплуатационными нагрузками эти трещины тоже не опасны, но во избежание коррозии арматуры их следует зашпаклевать.

УДК 624.012.45

Мизернюк Б.Н. Некоторые требования к проектированию элементов железобетонных конструкций на основе изучения дефектов эксплуатируемых сооружений. — В кн.: Анализ аварий и повреждений железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1981, с. 4—51.

Описаны дефекты и разрушения железобетонных конструкций, наблюдавшиеся в эксплуатируемых сооружениях при обследованиях, отобранные из большого числа работ, проводившихся Центральной лабораторией теории железобетона НИИЖБ и Бюро внедрения НИИЖБ, причины появления которых зависят от проектных предпосылок, исключая случаи брака производства.

На основе анализа этих случаев даны предложения по конкретному учету при проектировании различных факторов, еще не предусматриваемых нормами.

Илл. 39.

УДК 624.012.4.93:004.6

Рыбаков Ю.Д. Из опыта обследования и усиления сборно-монолитных железобетонных конструкций. — В кн.: Анализ аварий и повреждений железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1981, с. 51—59.

Рассмотрены различные дефекты, встречающиеся при монтаже железобетонных сборно-монолитных конструкций многоэтажных промышленных зданий. Приведены проверенные практикой способы усиления конструкций и исправления возникающих дефектов.

Илл. 4, список лит.: 2 назв.

УДК 624.072.2.012.46

Сисин И.А., Баштанник А.Р. Эксплуатационные особенности железобетонных подкрановых балок пролетом 12 м. — В кн.: Анализ аварий и повреждений железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1981, с. 60—65.

Рассмотрены эксплуатационные особенности железобетонных подкрановых балок пролетом 12 м, выявлены их характерные повреждения. Произведена оценка несущей способности и трещиностойкости подкрановой балки в расчетных сечениях от эксплуатационных нагрузок. Предложена конструкция усиления подкрановых балок.

Табл. 3, илл. 2, список лит.: 6 назв.

УДК 624.072.2.012.46

Баштанник А.Р. О причинах повреждения ребристых стеновых панелей промышленных зданий. – В кн.: Анализ аварий и повреждений железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1981, с. 66–71.

Рассмотрены причины повреждения стеновых предварительно напряженных ребристых панелей длиной 12 м одноэтажного отапливаемого производственного здания: жесткие крепления, ветровые перегрузки и учет трещиностойкости полки при проектировании, проницаемость швов, состояние и долговечность элементов крепления.

Табл. 1, илл. 3, список лит.: 4 назв.

УДК 69.059.3.0248:691.32

Рыбаков Ю.Д. Обследование и усиление железобетонных ферм. – В кн.: Анализ аварий и повреждений железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1981, с. 71–76.

Приведены наиболее часто встречающиеся при эксплуатации дефекты железобетонных ферм покрытий зданий, рассмотрены причины их возникновения и характер их внешнего проявления. Рассмотрены апробированные практикой способы восстановления эксплуатационных качеств и усиления ферм.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
Мизернюк Б.Н. Некоторые требования к проектированию элементов железобетонных конструкций на основе изучения дефектов эксплуатируемых сооружений.	4
Рыбаков Ю.Д. Из опыта обследования и усиления сборно-монолитных железобетонных конструкций	51
Сисин И.А., Баштанник А.Р. Эксплуатационные особенности железобетонных подкрановых балок пролетом 12 м	60
Баштанник А.Р. О причинах повреждения ребристых стальных панелей промышленных зданий	66
Рыбаков Ю.Д. Обследование и усиление железобетонных ферм	71

НИИЖБ

Сборник научных трудов

Анализ аварий и повреждений железобетонных конструкций

Редакция литературы по строительным
материалам и конструкциям

Зав. редакцией П.И. Филимонов

Редактор И.С. Бородина

Мл. редактор Л.С. Табачник

Внешнее оформление художника В.В. Фантуров

Технический редактор Н.Н. Аксенова

Корректор Н.А. Беляева

Подписано в печать 27.04.81 г. Т-06581 Формат 84x108 /32

Бумага офсетная 80 г/м² Набор машинописный

Печать офсетная Усл.печл. 4,20 Уч.-изд.л. 4,65

Изд. № ХХ-7958 Тираж 600 экз. Зак.№ 383

Цена 70 коп. Заказное

Стройиздат, 101442, Москва, Каланчевская, 23а

Ротапринт ВНИИГиМ 141800, г. Дмитров,
Московская обл., 2-я Левонабережная, 12