

ГОССТРОЙ СССР  
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ  
БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

БЮРО ВНЕДРЕНИЯ НОВЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ И БЕТОНОВ

РЕКОМЕНДАЦИИ  
ПО НАТУРНЫМ ОБСЛЕДОВАНИЯМ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Утверждены директором НИИЖБ

17 января 1972 г.

МОСКВА-1972

Настоящие "Рекомендации" содержат материалы по проведению натуральных обследований несущих железобетонных конструкций и инженерных сооружений.

Рекомендации предназначены для использования их проектными, научно-исследовательскими и строительно-монтажными организациями, а также заводами-изготовителями железобетонных конструкций.

Рекомендации разработаны в Бюро внедрения при Научно-исследовательском институте бетона и железобетона (БВ при НИИЖБ).

Разделы I-IX и Приложения составлены инж. Ю.Д.Рыбаковым.

Раздел X составлен инженерами В.И.Кулезовым и Л.Е.Комеловой.

Общая редакция осуществлена д-ром техн.наук, профессором К.В.Михайловым и кандидатами техн.наук Б.Н.Мизеряком и В.М.Клевцовым.

Все замечания и предложения по содержанию "Рекомендации" просим направлять в Бюро внедрения при НИИЖБ Госстроя СССР по адресу: Москва, Е-389, 2-я Институтская ул., дом 6.

## В В Е Д Е Н И Е

В процессе возведения и эксплуатации зданий и сооружений наблюдаются случаи, когда в несущих железобетонных конструкциях возникают недопустимые прогибы, трещины, повреждения. Эти явления вызваны либо отклонениями от требований проекта при изготовлении и монтаже этих конструкций, либо ошибками при их проектировании. При этом необходимо выявить и оценить фактическое состояние конструкции, установить причины повреждений, определить реальную прочность, трещиностойкость и жесткость конструкции с целью принятия решения о необходимости и рациональности способов усиления конструкций.

Реконструкция производства и модернизация технологических процессов связаны с изменением нагрузок на конструкции. Правильная оценка несущей способности конструкций и разработка рекомендаций по их дальнейшей эксплуатации возможны только в результате детального натурного обследования, в процессе которого рассматриваются конструктивные особенности, состояние и специфика работы конструкции в условиях эксплуатации.

Из-за отсутствия общепринятых методических указаний обследования часто проводятся без специальных программ и основываются, главным образом, на личном опыте исследователей, использующих в работе лишь рекомендации разрозненных публикаций. При этом могут быть упущены некоторые вопросы, характеризующие рабочее состояние исследуемой конструкции.

Решения, принятые на основании недостаточных обследований, могут быть ошибочны и могут не дать ожидаемого положительного результата или даже привести к ухудшению состояния конструкции. Неопытные исследователи в своих решениях идут по пути заведомой перестраховки, что приводит к необоснованным затратам значительных средств на выполнение нерациональных или ненужных усилений.

Сложно составить единую методику обследования, которая подходила бы для всех видов железобетонных конструкций и охватывала бы все возможные в практике случаи. Однако существуют ряд вопросов, подлежащих обязательному выяснению при проведении обследования любых железобетонных конструкций. Поэтому след у е т придерживаться такой программы, соблюдение которой будет способствовать достаточно полному отражению существа вопроса и поможет избежать грубых упущений.

Предлагаемая обобщенная программа натурального обследования и я предусматривает узловые моменты обследования любой железобетонной конструкции с пояснением методики проведения работ в обычной практике. На основании этой программы могут быть разработаны частные методические указания, учитывающие специфику обследования конкретных видов конструкций. Так, например, в 1964г. в НИИЖБ были составлены указания по проведению обследов а н и й сборных железобетонных балок серии ПК-ОГ-05 [1] .

Практика обследования показывает, что отдельные этапы программы в ходе работы могут выполняться не в указанном порядке, а одновременно. Например, прочность бетона, фактическое армирование и величины нагрузок часто определяются одновременно с составлением ведомостей дефектов. Кроме того, по ходу обследования рекомендуется проводить предварительные расчеты на основании расчетных и действительных характеристик материалов и нагрузок. Для окончательных выводов по обследованию необходимо и м е выполнить поверочные расчеты по уточненным действительным нагрузкам, характеристикам материалов и сечениям элементов. При отсутствии какой-либо проектно-технической документации следует попытаться решить необходимые вопросы на основании имеющихся с я материалов и по состоянию конструкций в натуре. Случается, что даже неполных данных может быть достаточно для решения частных вопросов, что должно подтвердиться дальнейшими исследованиями.

Выполняя натурное обследование, исполнитель несет ответственность за достоверность его результатов, за инженерный смысл и обоснованность выводов. Поэтому к такой работе должны привлекаться квалифицированные специалисты, имеющие опыт проектной и производственной работы, знающие признаки разрушения или характер предельного состояния конструкций и методы их испытаний и я .

Неквалифицированный обследователь-исполнитель обязан точно зафиксировать результаты своих наблюдений с тем, чтобы они могли послужить достоверным основанием для дальнейшего изучения и другими специалистами.

## 1. Цели натурных обследований железобетонных конструкций

Детальное обследование железобетонных конструкций проводится в случаях:

1. Изучения особенностей работы конструкций и сооружений при длительной эксплуатации в специфических условиях воздействия различных технологических производств, исследования соответствия деформаций (прогибов, трещиностойкости и т.д.) расчетным величинам и особенностям изменения их во времени. В результате выясняются преимущества и недостатки различных типов конструкций, их отдельных узлов и элементов, определяется влияние узлов и сопряжений на работу конструкции. Выявляются и уточняются характер и величины воздействий и нагрузок, которые при разработке проекта либо не учитывались, либо учитывались неправильно. На основании исследований исправляются или дорабатываются рабочие чертежи этих конструкций, проектируются новые, более совершенные конструкции, вносятся изменения и дополнения в нормы проектирования.

2. Реконструкции здания или сооружения, установки нового технологического оборудования, нагрузка и воздействие от которого будут отличаться от прежних. Целью обследования является выяснение состояния и реальной несущей способности существующих конструкций, рассмотрение вопроса о достаточности их прочности в новых условиях эксплуатации и, в случае необходимости, принятие решения об их усилении.

3. Экспертизы, при наличии в конструкциях отступлений от проекта, различных повреждений элементов и узлов, при обрушениях. Целью обследования является выяснение причин, угрожающих вызвать или вызвавших осложнения в работе конструкций, выявление влияния дефекта на дальнейшую работу конструкций или всего сооружения в целом и разработка, в случае необходимости, мероприятий по ремонту или рациональному способу усилению конструкций [2, 3].

## II. Предварительный осмотр

Предварительный визуальный осмотр проводится с целью ознакомления со зданием или сооружением в целом. В результате осмотра определяется объем, специфика и направленность обследования. Намечаются необходимые подготовительные работы: изготовление подмостей или лестниц для обеспечения непосредственного доступа к конструкциям; очистка поверхностей элементов от копоти, побелки или штукатурки; определение видов и мест контроля и их вскрытий и прочее. Выявляется необходимость в проведении специальных исследований для решения частных вопросов, например, химический и металлографический анализы, замеры динамических характеристик, геодезическая съемка. Рассматривается имеющаяся в наличии проектно-техническая документация, а при отсутствии каких-либо необходимых материалов делаются запросы в соответствующие архивы, составляется подробная программа и календарный план проведения работы.

При проведении натуральных обследований чаще всего большинство конструкций находятся в хорошем состоянии и только некоторые из них имеют существенные дефекты, повреждения и вызывают сомнения в надежности. Если непосредственный доступ к конструкциям без лесов затруднителен, то поврежденные конструкции весьма удобно выявить и предварительно осмотреть через полевой бинокль с 8-12-кратным увеличением. При хорошем освещении с расстояния 6-8 м можно увидеть трещины шириной 0,3 мм и даже меньше, то есть трещины с предельно допустимым по нормам раскрытием.

Если обследование вызвано деформациями или повреждениями, то прежде всего осматриваются конструкции, вызывающие опасения. Об аварийном состоянии могут свидетельствовать различные внешние признаки:

а) наличие полностью или частично разрушенных участков, разрывы арматуры в растянутых элементах, повреждения бетона в сжатых элементах с выпучиванием арматуры, смещение опор и элементов в оборных конструкциях, разрушение узлов сопряжений смежных конструкций или узлов сопряжений элементов в цельной конструкции и т.д. ;

наличие трещин в бетоне — трещины сдвига, лопачки и тре-

знаки раздробления бетона в скатых элементах, недопустимая по нормам величина раскрытия трещин от главных растягивающих напряжений; трещины, пересекающие зону анкеровки растянутой арматуры и трещины от сдвига арматуры в опорных узлах и проч.;

в) прогибы конструкций, превышавшие  $1/30$  пролета, с образованием в растянутой зоне трещин свыше  $0,5-1,0$  мм или с признаками разрушения скатых элементов;

г) повреждения от воздействия высоких температур - изменение цвета бетона, нарушение сцепления арматуры с бетоном (образование трещин и отслоений по контактным поверхностям, отслоение бетона при простукивании), образование на поверхности бетона мелкой сетки трещин, отслаивание бетона и провисание арматуры и проч.;

д) повреждения от воздействия агрессивных сред - коррозионное разрушение бетона, его расслоение, выщелачивание, разрыхление; образование слоя ржавчины и уменьшение сечения рабочей арматуры; нарушение сцепления арматуры с бетоном.

На основании оценки внешних признаков разрушения и результатов предварительной расчетной проверки по способу "разрушающих нагрузок" обследователь должен оценить степень опасности и состояния конструкций и в случае необходимости дать указание об ограничении нагрузки или о полной разгрузке конструкций. При аварийном состоянии конструкции следует немедленно назначить надежные страховочные временные крепления.

Основным средством временного крепления поврежденных балок и ферм являются подпорки, предупреждающие дальнейшее нарастание деформаций и обрушение. Временные стойки могут быть простыми, состоящие из одного или нескольких деревянных бревен или брусков (сечением  $20-30$  см), а также из прокатного металла (труб, двутавров, швеллеров); башенные - составного сечения из бревен или брусков с решеткой, металлические - сварные из прокатного металла.

Выбор типа стоек определяется расчетом и зависит от высоты расположения конструкции над уровнем пола и от имеющихся строительных материалов. При высоте над уровнем пола менее  $6-7$  м применяются простые подпорки, при большей высоте - башенные. Передача нагрузки на стойки производится при помощи накладок с

обязательной подклинкой. В простых стойках клинья помещают с я под низ стоек, в башенных — между стойкой и подпираемой конструкцией.

Для предупреждения выворачивания подпираемых ферм из вертикальной плоскости желательно подводить временные стойки под узлы верхнего пояса. Если установить такие подпорки затруднительно, можно подвести стойки под узлы нижнего пояса. В этом случае необходимо проверить элементы решетки на возможные изменения в них знаков усилий. Так, например, подпирая узлы нижнего пояса с растянутыми раскосами или стойками, может потребоваться усиление этих элементов для обеспечения их работы на сжатие. Кроме того, следует раскрепить ферму временными связями.

Временные подпорки, поддерживающие аварийную конструкцию, могут быть использованы в дальнейшем при устройстве полмоста и для проведения детального обследования и ремонта конструкций. Очень часто при первом осмотре элементов конструкций и при проведении прикидочных расчетов оказывается, что нет необходимости поддерживать временными креплениями поврежденные конструкции. Если нагрузка на эти конструкции невелика, и они обладают еще достаточным запасом прочности, аварийные подпорки не нужны, и можно приступать к последовательному проведению обследования.

При обследовании подкрановых балок до полного выяснения и особенностей их работы, может быть временно лимитирована грузоподъемность кранов или ограничено сближение соседних кранов.

При предварительном осмотре конструкции в местах обнаружения трещин целесообразно ставить маяки с тем, чтобы следить за их развитием.

### III. Ознакомление с проектно-технической документацией

Приступая к работе, обследователь должен располагать достаточной для решения вопроса проектно-технической документацией, которая включает следующие материалы:

I. Проектная документация — рабочие чертежи и пояснительная записка к ним, которая включает данные по проектным нагрузкам и воздействиям, расчетные схемы и статические расчеты,



рекомендации по технологии изготовления конструкций, по выполнению строительных-монтажных работ и эксплуатации;

2. Материалы выезда-инженером - исполнительские работы и чертежи, документы о произведенных заменах арматуры, сертификаты материалов, данные о стыках арматуры, о сварных соединениях и о контроле за их качеством, технологические журналы с указанием всех сведений об особенностях технологии: формах, подборе состава бетона, режимах пропарки; карта пооперационного контроля. Для преднапряженных конструкций - сведения о способах, величине и контроле предварительного упрочнения арматурных стержней и о натяжении арматуры, акты скрытых работ, паспорта готовых изделий с указанием прочности бетона.

3. Документы строительства - журналы и исполнительная схема монтажа с указанием места установки конструкций, их паспортные номера; сведения о трещинах и о повреждениях, замеченных в монтируемых конструкциях; данные об условиях транспортирования и складирования конструкции на приобъектном складе; акты скрытых работ с указанием всех внесенных изменений; акты и протокол о приемке-приемки объекта. Для сооружений, у которых могут происходить осадки конструкции - геодезические съемки и данные нивелировки; для монолитных конструкций - исполнительные чертежи, акты на приемку опалубочных и арматурных работ, сведения о режиме твердения бетона, материалы по контролю за качеством бетона и протоколы испытания контрольных кубов.

4. Материалы по эксплуатации конструкций - сведения о воздействиях и нагрузках при эксплуатации конструкций, журнал смотрителя зданий по наблюдению за состоянием конструкций, данные о причинах повреждения конструкций, сведения о выполнявшихся ремонтах или усилениях, переписка и протоколы различных комиссий по вопросу состояния конструкций.

Сопоставление и изучение всех этих материалов позволяют выявить элементы, участки конструкций или узлы сопряжений, которые требуют внимательного обследования, дает возможность предугадать причины и характер возможных деформаций и повреждений.

Отсутствие каких-либо из перечисленных данных существенно затрудняет обследование и вызывает необходимость проведе-

ния большого объема дополнительных работ. Обследование так и их конструкций и оценка их несущей способности приобретает особую специфику и требует выполнения объемных работ не только для частичному восстановлению чертежей, что связано с дополнительными обмерами, вскрытиями и различными испытаниями арматуры, анализами и расчетами, вплоть до проведения специальных натурных испытаний.

Иногда заводы-изготовители поставляют на стройки, а строительно-монтажные организации принимают и монтируют конструкции, не имеющие паспортов, нарушая тем самым строительные нормы. Поэтому на стройку может попасть конструкция либо бракованная, либо меньшей, чем предусмотрено проектом, несущей способности. Иногда паспорта составляются заводами-изготовителями после отправки изделий на стройку и носят формальный характер, не отражая особенностей изготовления конструкций.

Нарушение правил ведения документации при производстве строительно-монтажных работ создает большие трудности при обследовании. Известны случаи, когда по заводским паспортам удавалось выявить, что среди конструкций заданной несущей способности на стройку поставлено и смонтировано несколько конструкций по меньшей мере категории нагрузки. Однако из-за отсутствия исполнительной схемы монтажа, в которой указывалось бы место установки, марка и номер по паспорту каждой конструкции, нельзя было определить место нахождения в покрытии аварийных конструкций. Поэтому для их выявления пришлось обследовать все конструкции здания, производя большое количество контрольных вскрытий арматуры.

При составлении рабочей программы и календарного плана натурного обследования конструкций следует учитывать достаточность представленной проектно-технической документации.

#### IV. Непосредственное обследование

Непосредственное обследование конструкций дает возможность получить действительную картину их состояния и оценить особенность работы конструкции в условиях эксплуатации.

Для непосредственного доступа к конструкциям могут использоваться лестницы, стремянки, подмости, леса, передвижные вышки, телескопические автовышки, мостовые краны; подмости, специально установленные на мостовом кране или на его тележке. Подкря-

Новые балки удобно обследовать с люлек, подвешиваемых к крану или к самой балке. Фермы иногда приходится обследовать, передвигаясь по нижнему поясу, держась за раскосы, обязательно применяя при этом монтажные пояса. Все приспособления, используемые для обследования, должны отвечать требованиям техники безопасности, а люди, проводящие работу, должны иметь доступ к работам на высоте. Способ доступа к конструкциям выбирается в процессе предварительного осмотра и учитывается при составлении рабочей программы и календарного плана. Удобство доступа к конструкциям и ям значительно влияет на сроки выполнения и на качество обследования. Поэтому целесообразно затратить больше времени на подготовительные работы с тем, чтобы затем быстро и тщательно провести обследование.

Обследование конструкций в действующих цехах часто связано с остановкой производства на отдельных его участках с использованием мостовых кранов, с загромождением производственных площадей лесами и подмостями, с отключением электрического тока. Для уменьшения нарушений производственного цикла предприятий, работы по обследованию часто проводятся во вторую и третью смены и в выходные дни. При выполнении работ в темных помещениях или вечером необходимо обеспечить специальное искусственное освещение.

Наличие на поверхности конструкций штукатурки, побелки, масляной покраски, копоти и пыли значительно усложняет обследование, скрывая или искажая истинную картину состояния элементов. Известны случаи, когда усадочные трещины в штукатурном слое при осмотре покрытия издали ошибочно принимались за трещины аварийного характера в самих элементах, поэтому ставился вопрос о срочном усилении конструкций. И наоборот, были случаи, когда на запыленной и закопченной поверхности не просматривались трещины, свидетельствующие об аварийном состоянии конструкций и долгое время не принималось мер по предотвращению опасности обрушения. При частых побелках и покрасках конструкций прогрессирующие трещины замазываются, что затрудняет оценку их характера. Поэтому перед проведением обследования предусматриваются способы полной или частичной очистки поверхностей. Так, например, при обследовании сильно закопченных конструкций можно обдуть их сжатым воздухом (но не промывать водой, которая может замкнуть трещины). В результате удалится сухая копоть и пыль, а картина трещинооб-

разования не искажается. При обследовании оштукатуренных по -  
верхностей конструкции, в случае необходимости, очищают те ме-  
ста, где ожидаются наиболее характерные трещины. Если конст -  
рукция была побелена известью, новые трещины видны и на побелке,  
а старые трещины прослеживаются обычно под тонким слоем побел-  
ки, которую кое-где в процессе обследования можно соскоблить.

Основным документом непосредственного обследования является  
составленная на каждую конструкцию подробная ведомость де-  
фектов, на которой, согласно принятому масштабу, зарисовывает-  
ся:

а) место расположения, характер и величина раскрытия тре-  
щины, замеряемая при помощи градуированных оптических приборов -  
лупы "Польди" (x 16), отчетного микроскопа МПБ-2 (x 24), а  
также трафарета, нанесенного на прозрачную фотопленку;

б) место расположения и величина повреждений и дефектов -  
сколы, оголения арматуры, раковины, участки пористого и рыхло-  
го бетона, неровности;

в) фактические геометрические размеры основных характерных  
сечений;

г) места оголений арматуры, замеряются диаметры обнаженных  
стержней или проволоки, по возможности ( по профилю выступов )  
оценивается класс стали, отмечается состояние арматуры с точки  
зрения коррозии (характер, вид, величина коррозии), фиксирует-  
ся расположение арматуры в сечении, замеряются защитные слои  
оценивается состояние сцепления арматуры с бетоном.

Кроме перечисленного, выясняется фактическое выполнение и в  
узлов сопряжения обследуемого элемента со смежными конструкци-  
ями и проверяется соответствие этих узлов проекту (рис<sup>1</sup>)<sub>а</sub>.

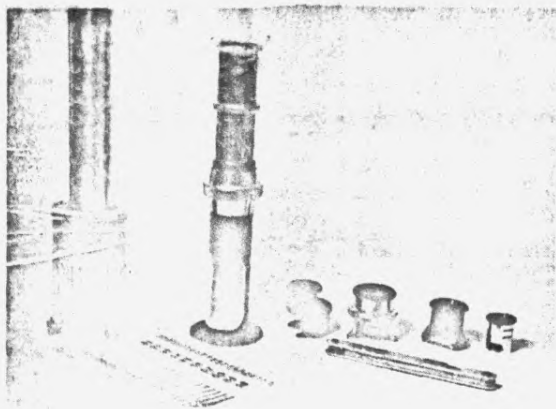


Рис. 1. Инструменты для определения величины раскрытия трещин 1 - трубка Бринеля, 2 - отсчетный микроскоп МШБ-2 -  $\times 24$ , 3 - градуированные лупы Польди -  $\times 12$ , 4 - градуированная лупа Польди -  $\times 16$ , 5 - визирная лупа -  $\times 10$ , 6 - трафарет на прозрачной пленке, 7 - шуп.

Ведомость дефектов должна быть представлена необходимыми и развертками поверхностей, видами, зарисовками отдельных узлов и участков (рис. 2,3). Для большей наглядности отдельные трещины, дефекты или повреждения, кроме зарисовки, могут быть коротко описаны. Самые характерные дефекты желательно фотографировать.

При большом количестве одинаковых обследованных конструкций можно составлять ведомость дефектов в табличной форме, а для иллюстрации делать к ней общую сводную ведомость всех обнаруженных дефектов. В такой таблице указываются: уточненная обследованная прочность бетона, результаты контрольных выкретий арматуры и фактические размеры сечений.

Изучив характер и <sup>величину</sup> причины разрушения конструкций, обследователь уже по внешнему виду деформаций или трещин, может предположить наиболее вероятные причины разрушения исследуемой конструкции и в ходе дальнейшей работы проверить и обосновать свои

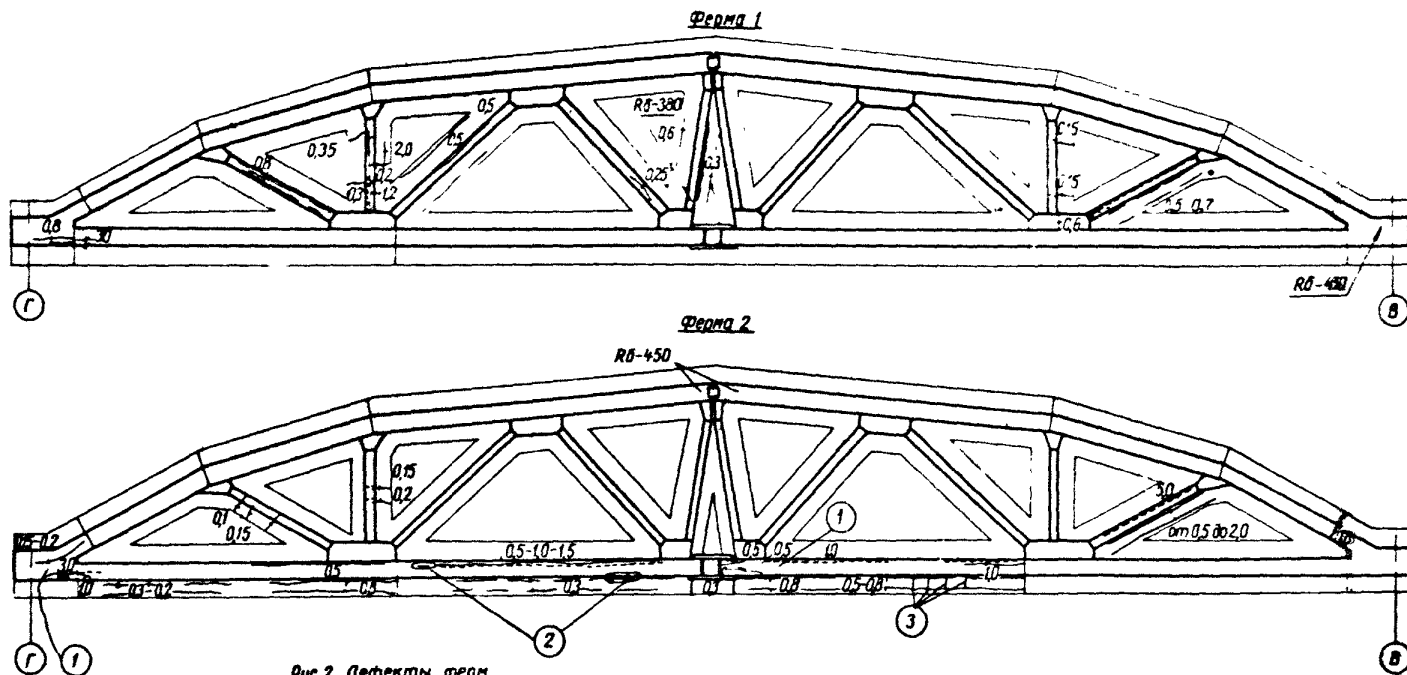


Рис. 2. Дефекты ферм  
 1-зона отслаивающегося бетона, 2-участок центрального вскрытия арматуры, 3-корродирующие хомуты  
 Цифры у трещин обозначают величину их раскрытия в мм.



предположения.

Если степень стабилизации трещин не выяснена и есть подозрение, что трещины прогрессируют, следует отметить границы наиболее характерных трещин и поставить контрольные маяки, которые периодически осматриваются, а все изменения фиксируются в специальном журнале. На конструкциях, которые подвергаются действию подвижных нагрузок, алебастровые маяки могут лопнуть, поэтому здесь трещины лучше замерять посредством закрепления по обеим сторонам их специальных штырей и контролировать расстояние между ними индикатором.

Весьма полезно для сравнения осматривать конструкции, подобные обследуемой, но работавшие в иных условиях или еще не смонтированные. Например, в ригелях одной градирни появились трещины. Причину их образования объясняли эксплуатационными воздействиями (работой вентиляторов). Однако, осмотр подобных ригелей, привезенных для монтажа другой градирни показал, что в них имеются такие же трещины. Это позволило объявить, что те и другие трещины одинакового технологического происхождения.

Особенности обследования разных типов строительных конструкций зависят от статической схемы работы и конструкторского решения элементов и узлов. Каждый вид железобетонных конструкций отличается своими особенностями работы при загрузке, своей картиной образования, развития и раскрытия трещин, характером разрушения. По обнаруженным характерным трещинам обследователь может определить причины их образования, оценить степень напряженного состояния конструкции. Например, у обычной балки значительное раскрытие косых трещин на опорных участках может являться показателем недостаточной несущей способности конструкции по поперечной силе. При обнаружении наклонных опорных трещин необходимо проверить: геометрические размеры сечения, реальную прочность бетона и фактическое поперечное армирование (диаметр, марку стали, число ветвей и шаг хомутов, а также количество, диаметр, марку стали отгибов и их расположение в конструкции).

Прочность балки по поперечной силе, определенная расчетом на основании фактических данных, сопоставляется с реальной поперечной силой от действительных нагрузок. Величина раскрытия косых трещин в натуре сравнивается с величиной раскрытия трещин, вычисленной по фактическим характеристикам сечений и материалов. Значительные расхождения этих величин могут свидетель-



ствовать либо о нарушении анкеровки хомутов, либо об их отсутствии, либо о разрывах арматуры и пр.

Поперечные трещины в растянутой зоне свободной опертых балки могут свидетельствовать об ослаблении несущей способности балки по изгибающему моменту, о малой ее жесткости и недостаточном натяжении напрягаемой арматуры. В этом случае необходимо определить: именно продольную рабочую арматуру в сечении с наибольшей трещиной, а именно: количество стержней, их диаметр, марку стали, расположение центра тяжести арматуры в сечении. Кроме того следует учитывать наличие стыков рабочих стержней, способ и качество стыкования.

Поверочный расчет сечений балки по изгибающему моменту, произведенный с учетом фактического армирования, прочности бетона, геометрии сечения и сравнение полученного результата с усилиями от действительных нагрузок дает возможность оценить напряженное состояние балки.

Наличие в сжатой зоне балки продольных горизонтальных трещин может свидетельствовать о недостаточной прочности сжатой зоны, либо о технологических дефектах.

Во всех случаях необходимо различать трещины технологического происхождения; трещины, возникшие при транспортировании, складировании, монтаже; трещины, появившиеся в процессе эксплуатации. Кроме того следует различать трещины, практически не влияющие на работу конструкции в сооружении, и опасные трещины, снижающие прочностные и деформативные качества конструкции.

Технологические трещины возникают либо вследствие неравномерной осадки укладываемого в форму бетона, либо в местах перехода тонкой стенки балки в уширенную часть, либо в узлах ферм при резком режиме прогрева, а также в результате неодинаковой температурной деформации металлических форм и свежего бетона, либо в свежем бетоне при раннем распалубывании конструкции. Особенно опасны технологические трещины в зоне анкеровки растянутой арматуры, возникающие, например, при отпуске натяжения, что может способствовать в дальнейшем потере анкеровки арматуры.

Повреждения конструкции, вызванные транспортированием, распро-

вильным хранением и монтажом, легко распознать, если трещины и выколы имеются в тех элементах или участках конструкций, где по характеру работы под нагрузкой они не могут появиться, например, поперечные трещины в сжатых элементах ферм и сжатом поясе балки. Известны случаи, когда транспортные повреждения бетона в элементах, работающих на сжатие, настолько велики, что появляется необходимость их усиления. Коррозия арматуры увеличивает объем металла и вызывает растрескивание и растрескивание бетона. На участках конструкции, подверженных воздействию повышенных температур, могут образоваться трещины от неравномерной усадки бетона.

В конструкциях, находящихся под нагрузкой, могут возникнуть трещины от растяжения бетона — они направлены перпендикулярно к направлению растягивающим напряжением. При хорошем сцеплении арматуры с бетоном в растянутой зоне наблюдаются трещины частые и не большого раскрытия, при плохом сцеплении — шаг трещин увеличивается.

#### У. Оценка прочности бетона

Наряду с определением площади и глубины распространения дефекта, в процессе непосредственного обследования проводится проверка прочности бетона неразрушающими методами [4,5,6,7,8,9].

В настоящих рекомендациях излагаются лишь общие сведения о методах оценки прочности бетона различными механическими приборами без разрушения (рис.4). Существующие способы связаны с измерением следующих показателей:

1) Местных необратимых (пластических или упругопластических) деформаций, в виде вмятин и отпечатков на гладкой бетонной поверхности, специально создаваемых действием динамической нагрузки (эталонный молоток НИИЖБостроя, прибор типа ХПС, диск-мятки ДШГ-4, склерометр КМ с ударником, снабженным шариком  $\phi$  10 мм).

2) Упругого отскока от бетонной поверхности, т.е. упругой реакции материала на калиброванный удар (склерометр КМ и Шмидта типа  $\mathcal{N}$  с ударниками, имеющими радиус сферы 18 мм).

3) Упругого — пластических деформаций в виде отпечатков на бетонной поверхности под действием статической нагрузки (приборы НИИЖБ и ГПНВ-5).

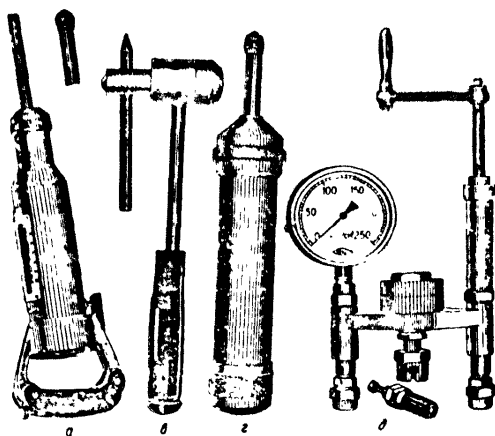


Рис.4. Приборы механического действия: а - типа КМ со стержневым ударником; б - ударник с шариковым наконечником для прибора КМ; в - эталонный молоток; г - типа ХСП; д - тип а ППНВ-5.

4) Усилию, необходимого для вырывания из бетона специально заделываемого в него стержня или конуса (прибор ППНВ-5).

Перечисленные методы основаны на корреляционной зависимости между определяемой прочностью бетона на сжатие и числовой характеристикой данного метода. Поэтому связь между показаниями прибора и прочностью бетона на сжатие устанавливается в результате тщательной статической тарировки прибора, которая заключается в параллельном испытании бетонных кубов-образцов как неразрушающим методом, так и с разрушением под прессом. По их результатам строится тарировочный график, на котором отражаются граничные и средние значения показаний приборов. Тарировка приборов тем надежнее, чем больше получено точек для построения графика и чем меньше различались условия испытаний.

Согласно ГОСТ 8829-66 [4] и ГОСТ 10180-67 [8] максимальное отклонение показаний прибора (при тарировке на контрольных кубах) от наиболее вероятной прочности должно составлять в 95 % случаях не более 15%. Допускается использование осредненных та-

рировочных зависимостей, указанных в инструкциях к приборам. При этом рекомендуется производить корректировку этих зависимостей по результатам испытаний кубов из того же состава, что и испытываемым конструкциям, а при их отсутствии - по результатам испытаний и кернов, взятых из обследуемой конструкции. Если контрольных кубов нет, а керны взять невозможно, ориентировочная оценка прочности бетона проводится по осредненным тарировочным зависимостям с поправками на влажность и возраст бетона. Наиболее портативными приборами являются эталонный молоток НИИМосстроя, прибор ХПС, склерометры КМ и Шмидта. Они обеспечивают примерно одинаково в у в точность определения прочности бетона и используются при необходимости обследования большого количества участков конструкций в относительно короткое время.

Эталонный молоток НИИМосстроя (конструкция К.П. Кашкарова) прост и надежен в эксплуатации. Он дает значение прочности бетона по отношению диаметров одновременных отпечатков на поверхности бетона и на поверхности металлического эталона, причем предполагается, что отношение отпечатков не зависит от силы удара. На результат испытания не оказывает влияния положение испытываемой поверхности (вертикальное, горизонтальное, наклонное). Однако работа с прибором трудоемка из-за необходимости измерения отпечатков и на бетоне, и на эталоне, а затем - вычисления их отношения.

В труднодоступных местах проще использовать приборы, фиксирующие величину упругого отскока массы, специально встроеной в прибор. Этот метод не рекомендуется применять для определения прочности бетона на участках конструкции толщиной менее 50 мм.

Прибор ДШГ-4 дает возможность испытывать большой участок бетона (диаметр диска 160 мм, толщина 10 мм), он прост в измерении отпечатков (по длине следа), стабилен в работе, но массивен и не применим при определении прочности бетона нижней горизонтальной поверхности конструкции. При пользовании этими приборами следует помнить, что нанесение удара не по растворной составляющей бетона, а по высокопрочному крупному заполнителю, может существенно исказить показания.

Прибор НИИЖБ (гидравлический штамп конструкции Г.К. Хайдукова) определяет прочность по величине отпечатка при вдавливан и и сферического штампа большого диаметра. Прибор типа ГИВБ-5 (Гидравлический пресс-насос конструкции И.В.Фольфа) дает характери -

отяку прочности при испытании на отрыв и скалывание, причем состояние поверхности бетона не влияет на результат показания, а наименьшая конструкция подвергается лишь местному разрушению на глубину около 5 см. Оба эти прибора, хотя и менее портативны, но дают более точную оценку прочности. Их рекомендуется использовать при натурном обследовании для выборочного контроля.

Все перечисленные приборы не гостированы, но при высоком качестве изготовления и регулярной тарировке на бетонных кубах в диапазоне прочностей бетона от 50 до 400 кгс/см<sup>2</sup> (а некоторые и до 600 кгс/см<sup>2</sup>) они дают точность порядка 20-30%. Такая точность, практически, достаточна для решения вопроса о состоянии конструкции. Рациональные диапазоны применены механических приборов для определения прочности бетона неразрушающими методами и значения точности их показаний приведены в таблице I.

Таблица I

Название прибора	Диапазон прочностей кгс/см <sup>2</sup>	Точность показаний %
I	2	3
Эталонный молоток НИИМОстрой	50-300	30
Прибор ХПС при энергии удара:		
а) 12,5 кгс.см	50-200	30
б) 50 кгс. см	100-400	
Диск-маятник ДПГ-4	50-400	25
Прибор КМ		
а) по величине упругого отскока		30
б) по диаметру отпечатка	100-300	30
Прибор НИИЖБ	100-500	20
Прибор ГПНВ-5		
а) по величине усилия вырывания	100-600	20
б) по диаметру отпечатка	100-400	30

Поверхность бетона должна быть подготовлена к работе с приборами — необходимо обеспечить непосредственное воздействие прибора на бетон, устранив прослойки (штукатурку, облицовку, покрывку и т.д.) Наибольшая эффективность определения прочности бетона ударными методами может быть достигнута лишь в случае, когда удар, нанесенный с целью последующего измерения пластической или упругой деформации, произведен по растворному участку бетона, тогда величина измеренной пластической или упругой деформации отражает прочность цементного камня. Характерным признаком нанесения ударов по растворной части является небольшое разброс измеренных деформаций. Рекомендуется проверять в сколах содержание песка, особенно мелкого, пустот от пузырьков воды и воздуха. В песочном бетоне размер лунки от шарика больше, чем в обычном бетоне той же прочности, и наоборот, в бетоне с большим количеством высокопрочного щебня — меньше. Поэтому при проведении обследования следует тарировать приборы по кубикам, изготовленным из бетона, близкого по составу к бетону обследуемой конструкции.

Для конструкций, требующих более точного определения прочности бетона, применяются совместно приборы разного принципа действия. Например, можно одновременно использовать приборы, дающие показания прочности по упругим свойствам бетона и по величине отпечатка. Целесообразно сочетать более точный, но трудоемкий метод (прибор НИИЖБ, прибор ГПНВ-5) с менее точным, но более оперативным (приборы КМ, КПС, НИИмосстрой). Последними выявляются вначале наиболее характерные (по прочности бетона) конструкции или участки конструкций, которые затем испытываются более точным методом. В сложных случаях прибегают к высверливанию образцов или выпиливанию кубиков. Бетонные образцы рекомендуется вырезать алмазным или твердосплавным инструментом, чтобы сохранить структуру, чистоту поверхности и правильность формы образцов. Особенно тщательно следует определять прочность бетона в тех элементах или участках, где, согласно схеме работы конструкции, прочность бетона имеет наибольшее значение — опоры и участки и скатая зона балок, зоны анкеровки арматуры, охват и

элементы ферм, колонны и т.д. На подготовленном к работе участке наносят не менее 10 ударов, находят среднее показание и по тарировочной таблице определяют прочность бетона.

Практика обследования показывает, что весьма удобным оказывается применение шарикового молотка конструкции Физделя прибора, дающего отпечаток на бетоне при локтевом ударе. Объективность оценки прочности бетона при работе с шариковым молотком зависит от опыта и навыка обследователя. В наиболее ответственных участках молоток Физделя применяется совместно с приборами механического действия. Остальные участки только простукивают молотком — здесь прочность бетона оценивается по сопоставлению с местами определения более объективными механическими приборами. При этом следует обращать внимание на звук, получившийся при простукивании: неплотно уложенный бетон, а также бетон, не набравший прочность, имеет глухой звук, а при наличии отслоений — звук дребезжащий. При плотном, набравшем прочность, бетоне — звук звонкий.

На влажном бетоне от шарика получаются увеличенные отпечатки. Определение прочности замороженного бетона производить не рекомендуется, так как можно получить неправильные результаты. В случае необходимости проведения таких работ бетон в местах испытаний следует предварительно прогреть и просушить.

Если поверхностный слой бетона пересушен, то от удара при ударе шариковым молотком идут радиальные трещины, а при ударе обухом — раствор крошится. Некоторые опытные обследователи оценивают прочность растворной составляющей бетона и глубину пересушенного или подмороженного поверхностного слоя при помощи тонкого зубила или шила. Замечено, что раствор, прочностью меньше  $100 \text{ кгс/см}^2$  под зубилом осматывается, а острые предметы (шила, гвоздь) забиваются в него сравнительно легко на различную глубину. При прочности бетона порядка  $200 \text{ кгс/см}^2$  и более бетон под зубилом откалывается лешадками. Таких примет механических характеристик бетона существует довольно много. Опытными испытателями с помощью их удается давать весьма точные характеристики прочностных качеств различных бетонов.

Для оценки однородности бетона массивных элементов — колонн, фундаментом может быть применена ультразвуковая дефектоскопия. При этом следует обращать внимание не только на скорость прохождения ультразвука, но и на форму импульса на экране осциллографа. В некоторых случаях, при очень тщательной тарировке на кубах из бетона того же состава, что применен для изготовления конструкций, ультразвуковой дефектоскоп удавалось использовать и для определения прочности бетона. Однако скорость ультразвука в бетоне зависит больше от его плотности, гигрометрического состояния, упругости и наличия в нем трещин, чем от его прочности. Поэтому такое определение прочности должно проверяться приборами механического действия с обязательным, хотя бы визуальным, обследованием структуры бетона. Для определения прочности бетонов неизвестного состава, что обычно требуется при натурных обследованиях, применение ультразвуковых приборов без их тарировки на кубах из бетона того же состава не рекомендуется.

На участке конструкции, где бетон достаточно однороден и дефектов не обнаружено, фактическую прочность бетона можно оценить величиной осредненного показания механического прибора, умноженной на процент точности этого прибора (табл. I).

Например, если прочность бетона оценена в  $300 \text{ кгс/см}^2$ , а величина отклонения показаний прибора составляет 30%, то следует принять прочность бетона  $R_{\sigma} = 300 \cdot 0,8 \text{ т.е. } 210 \text{ кгс/см}^2$ . При этом приемная прочность бетона и прочность его на сжатие при изгибе вычисляются по известным эмпирическим формулам соответственно и оно:  $R_{пр} = 0,7 \times R_{\sigma} = 0,7 \times 210 = 147 \text{ кгс/см}^2$  и  $R_{н} = 1,25 \times R_{пр} = 1,25 \times 147 = 183 \text{ кгс/см}^2$ . (Расчетные характеристики для бетона марки 300 по СНиП П-В. I-62:  $R_{пр} = 130 \text{ кгс/см}^2$ , а  $R_{н} = 160 \text{ кгс/см}^2$ ).

Некоторые обследователи, не уверенные в правильности своей оценки прочности бетона, рассматривают полученную ими величину фактической прочности как марку бетона, принимая для проверочных расчетов значения  $R_{пр}$ ,  $R_{н}$ ,  $R_p$ ,  $R_t$  по таблице расчетных сопротивлений бетона, которая учитывает понижающие коэффициенты и неоднородности, принятые в СНиПе на основании общей статистической возможной изменчивости свойств этого материала по сравнению с исходными нормативными значениями. Принимая, например, за марку



бетона фактически определенную в конкретной конструкции проч -  
ность  $300 \text{ кгс/см}^2$ , а с учетом погрешности показаний прибо р а -  
-  $R_d = 210 \text{ кгс/см}^2$ . По таблице расчетных сопротивлений СН и П  
находят:  $R_{пр} = 85 \text{ кгс/см}^2$  и  $R_{н} = 106 \text{ кгс/см}^2$ .

Подобная перестраховка особенно недопустима в тех случаях,  
когда прочность бетона имеет решающую роль для оценки состояния  
элементов, а искусственное занижение прочности бетона в расчете  
может привести к неоправданному усилению конструкции.

Прочность бетона может быть разной не только в различ н ы х  
элементах, но даже в пределах одного элемента. При значительной  
неоднородности бетона величина кубиковой прочности, вводимой в  
поверочный расчет, принимается в зависимости от состояния и ус-  
ловий работы конструкции или ее элемента. Выявленные при обследо-  
вания наихудшие показатели прочности бетона в одной конструк-  
ции или на одном ее участке нельзя механически распростран я т ь  
на всю конструкцию или на другие конструкции объекта.

В ведомостях дефектов или в специальной таблице следует ука-  
зывать участки, на которых определена величина прочности бетона.  
Это необходимо для последующего детального анализа состоя н и я  
конструкции.

#### VI. Выяснение фактического армирования

Все данные об армировании конструкций содержатся в рабочих  
чертежах и документах завода-изготовителя. В заводских паспор -  
тах изделий, актах скрытых работ, картах пооперационного конт -  
роля, журналах арматурных работ и других материалах обычно име-  
ются данные о количестве, диаметре и классе арматуры, сведения  
о ее заменах, пересчетах арматуры, стыках стержней, опособах и  
контроле предварительного упрочнения арматуры, результатах ис-  
пытания стыков, величине и контроле предварительного напряжения  
арматуры в изделиях, об анкерных устройствах, закладных деталях  
и прочее.

Обследование заключается в сборе и в ознакомлении с эти м и  
данными, сопоставлении их с проектом и выборочной проверке ( в  
характерных местах ) фактического армирования проектному. Если  
заводские данные об изготовлении и армировании отсутствуют, а  
состояние конструкции вызывает сомнения в качестве армирования,  
то производят выборочное вскрытие бетона с обнажением арматуры. Для  
вскрытия бетона используют места повреждений защитного слоя, сколи

бетона, трещины, рыхлые и пористые участки. Зафиксированные оголения арматуры, с соответствующими замерами, используются для характеристики фактического армирования. Местное нарушение защитного слоя бетона на участке до 5-15 см допускается в некоторых растянутых элементах или зонах конструкций. Например, можно отбить нижний защитный слой бетона, оголив на небольшом участке рабочую арматуру в средней зоне преднапряженных балок; в неразрезных балках можно вскрыть верхнюю опорную арматуру; возможно отбить защитный слой, оголив стержни растянутого раскоса фермы; в середине пролета плиты можно пробить борозду в нижнем защитном слое бетона для замера диаметра рабочей арматуры и расстояния между стержнями. Иногда бывает необходимо расширить трещину в растянутой зоне предварительно напряженной балки до арматуры. Вскрытие предварительно напряженной арматуры можно делать только в том случае, если усилия от эксплуатационных нагрузок ослабили обжатие, создаваемое преднапряжением. Например, известен случай, когда для исправления дефектов в нижней полке преднапряженной балки, конструкция была догружена нагрузкой, которая погасила предварительное обжатие бетона нижней полки и вызвала в ней растягивающие усилия. После этого произвели отбивку и расчистку дефектных участков бетона, поставили дополнительные хомуты и участок монолитизации. При достижении бетоном необходимой прочности дополнительная нагрузка была снята, и новый бетон включился в работу. Таким образом, вскрытие арматуры растянутой зоны можно производить в том случае, если усилия от внешней нагрузки превосходят обжатие преднапряжения. Это проверяется расчетом.

Сложнее вскрывать поперечную арматуру (вертикальные хомуты и отгибы). Для этого на боковой или нижней стороне балки пробивают зубилом горизонтальные борозды для подсчета числа ветвей (срезов) хомутов. Для определения количества и места отгибов делают по три-четыре вскрытия на нижней стороне опорной части балки. Количество арматуры в колоннах устанавливают снятием защитного слоя четырьмя поперечными бороздами, расположенными по граням колонны на разных (не ближе 50 см) уровнях.

Чтобы определить армирование в скатом элементе, конструкцию разгружают или подпирают с целью уменьшения усилия в элементе. После обследования место вскрытия тщательно заделывают, восстанавливая прочность элемента. Для проверки арматуры в ска-

той зоне однопролетной балки можно сделать вскрытие полки вблизи опор, где изгибающий момент незначителен, а скатая арматура обычно по всей длине балки одинакова.

По данным вскрытия делают вывод с уточнением расположения, количества и диаметров арматуры в бетонном сечении. По внешнему виду стержней (профилю выступов) определяют класс арматуры, степень ее коррозии, сцепление с бетоном. При обследовании зданий старой постройки трудно определить характеристики стали, так как применявшаяся раньше арматура отличается от современных классов. В таких случаях берут пробы стали для химического и металлографического анализов и для механических испытаний [10]. Образцы арматуры вырезают в тех местах, где она не воспринимает предельных усилий, а оставшиеся стержни могут обеспечить работу элемента. Иногда, в целях уменьшения напряжения в арматуре, конструкцию приходится разгружать. Поврежденный стержень восстанавливают приваркой равнопрочной накладки.

Для некоторых предварительно напряженных конструкций применяют стали классов А-Шв, А-Шв и А-Шв, упрочненные вытяжкой [11, 12]. Расчетное сопротивление их принимается в зависимости от вида контроля упрочнения вытяжкой. Проверить эти характеристики практически невозможно, так как из предварительно напряженной и эксплуатируемой конструкции обычно нельзя извлечь образцы для испытания на разрыв. Поэтому сведения завода-изготовителя являются основными документами оценки арматуры.

При обследовании современных конструкций возможно применение стержневой арматуры периодического профиля с выступами, идущими по витковым линиям с правым и левым заходом ("елочкой"). Такой профиль соответствует арматуре классов А-Ш, А-Ш, А-Ш и термически упрочненной Ат-Ш и Ат-Ш [12]. При отсутствии документальных сведений о примененном классе арматуры, установить его без химического анализа и механических испытаний затруднительно. Иногда, для различия сталей пользуются тем, что сталь класса А-Ш мягче, чем сталь А-Ш, поэтому при ударе молотком на ней остается большая вымятина, а при ударе зубилом образуется заусенец. Предварительно эти свойства следует научиться распознавать на вырезанных и неиспытанных образцах.

Для контроля толщины защитного слоя бетона и нахождения в

конструкциях стержней, расположенных отдельно, применяют магнитные приборы, например, измерители защитного слоя ИЭС-1, ИЭС-2, ИЭС-3 (рис.5). Они удобны для определения направления и шага арматуры и позволяют уменьшить количество вскрытий. В простейших и в случаях при помощи этих приборов определяют величину защитного слоя, а, иногда, и диаметр отдельных стержней. Для оценки состояния стыка или узла надо иметь их изображения в нескольких проекциях. Но марка стали может быть определена только вскрытием арматуры.

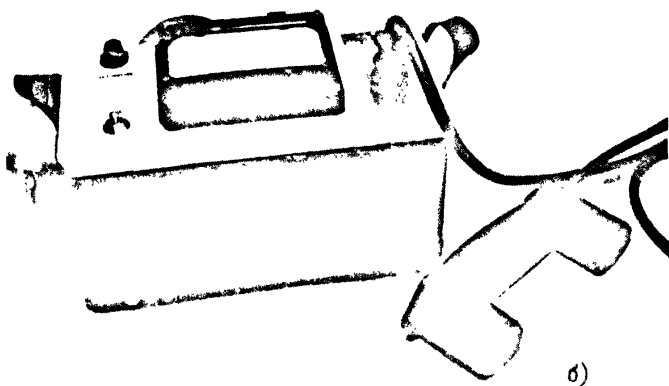
Приборы типа ИЭС (исследование проведено в НИИЖБ) позволяют дать следующие рекомендации для определения размещения арматуры, измерения величины защитного слоя и диаметров стержней:

1) Определение толщины защитного слоя или диаметра арматуры по тарировочным зависимостям, полученным на одиночных стержнях, возможно при шаге стержней не менее 120 мм при условии, что расстояние между поперечными стержнями более 300 мм. При этом рекомендуемый диапазон измеряемых защитных слоев составляет: для ИЭС-2 от 25 до 60 мм, для ИЭС-3 от 60 до 85 мм.

Соответствие армирования конструкций указанным требованиям устанавливается по рабочим чертежам с проверкой фактического размещения арматуры прибором ИЭС.

2) Для определения размещения арматуры, выносная часть датчика устанавливается на поверхность конструкции и смещается по ней до тех пор, пока стрелка индикатора дает минимальное показание. Таким образом устанавливается место расположения продольной и поперечной арматуры. Местоположение арматуры при двухрядном расположении может быть установлено только при доступе к двум плоскостям конструкции. Наличие нижней арматуры при двухрядном расположении может быть установлено при известном диаметре верхней арматуры. Местоположение арматуры при расположении в три ряда и более может быть установлено лишь в частных схемах армирования при доступе к трем поверхностям конструкции.

3) В случае, если размещение арматуры не удовлетворяет требованиям, приведенным в п.1, определение размещения и диаметра арматуры возможно лишь при проведении специальной тарировки, устанавливающей зависимость показания прибора от толщины защитного слоя, диаметра арматуры и расстояния между стержнями. Тари



**Рис. 5. Электромагнитные приборы ИЗС:  
а - опытный прибор ИЗС-3 ВНИИЖелезобетон, б - серийный  
прибор ИЗС-2 Московского завода "Электроприбор"**

ровку во всех случаях следует проводить на стали той же марки и М, что установлена в конструкции.

4) При расстоянии между стержнями менее 60 мм использование приборов типа ИЗС для определения толщины защитного слоя и диаметра арматуры невозможно.

Некоторое представление о характере и об особенностях производства арматурных работ на заводе или на стройке даст после его вскрытия арматурного каркаса конструкции, из числа положенных и их при транспортировании, монтаже или отбракованных на заводе. Однако на это вскрытие нельзя полагаться полностью и следует учитывать, что в армировании конструкций даже одной партии могут быть отклонения.

Размещение металлических деталей в железобетоне можно изучать способом радиационной дефектоскопии с применением различных источников излучения. Изображение проверяемого участка на рентгеновской пленке дает возможность определить состояние и расположение отдельных элементов, скрытых в бетоне. Для просвечивания конструкций могут быть применены радиоактивные изотопы и аппараты с тормозным излучением — рентгеновские установки и бетатроны. Однако эти установки из-за громоздкости и значительного веса неудобны при обследовании в условиях действующих цехов.

В итоге для выяснения фактического армирования конструкций и составляются следующие документы:

- а) Ведомость дефектов, в которой указываются места контрольных вскрытий;
- б) Фемизы вскрытий, в которых фиксируется расположение арматуры в бетонном сечении, ее диаметр, класс стали;
- в) Специальные контурные схемы, на которых фиксируются определения с помощью специальных приборов расположение, количество, диаметр арматуры и толщина защитного слоя;
- г) Протоколы и диаграммы результатов механических и химических испытаний.

## УП. Определение фактических нагрузок и воздействий

Характер и величины нагрузок указываются в проектных материалах (пояснительной записке, расчетах, чертежах). Проведение обследования показывает, что действующие нагрузки могут существенно отличаться от проектных. Для анализа напряженного состояния конструкций необходимо уточнить величины постоянных и временных нагрузок. Ниже приводятся нагрузки, которые обычно рассматриваются при проведении обследования:

1. Собственный вес конструкции для предварительных расчетов принимается по рабочим чертежам; фактический вес и объем уложенного бетона — по заводским паспортам на железобетонные изделия. Имея даже такие данные, следует выполнять контрольные замеры основных сечений для проверки соответствия фактических данных проектным.

Превышение ширины сечений массивных конструкций (ферм, балок, колонн, подкрановых балок) на 10–20 мм, хотя и выходит за пределы допустимых отклонений, но обычно увеличивает их вес не более, чем на 10%, что учитывается в проектах коэффициентом перегрузки  $K_1$ . Увеличение же толщины тонкостенных конструкций (плит, оболочек, скорлуп) значительно сказывается на их весе. Так, например, утолщение полки плит ЦКК и ПНС до 35–40 мм, вместо проектных 25–30 мм, вызывает утяжеление плиты на 16% и более. Поэтому при обследовании тонкостенных конструкций следует контролировать толщину полки, используя для этого либо местные сквозные повреждения, либо специально просверленные отверстия. Для общей характеристики плит достаточно измерить толщину полки в трех-пяти процентах плит от их общего количества.

2. Вес утеплителя в покрытии должен быть указан в актах скрытых работ, здесь же указываются — наименование утеплителя, объемная масса (по заводскому паспорту), участок и время укладки его на покрытие (в осях здания). Превышение предусмотренного проектом веса утеплителя может быть вызвано либо увеличением толщины уложенного слоя (особенно при насыпном утеплителе), либо намоканием, либо применением материала с большим объемным весом.

Определение фактической нагрузки от утеплителя производится посредством выборочных контрольных вскрытий кровли, замеров толщины уложенного слоя утеплителя и определением его объемной массы.

3. Утяжеление выравнивающей стяжки происходит из-за ее утолщения, если например, вместо проектных 15–25 мм, уложенный слой составляет 40–50 мм и даже 70–80 мм, или из-за применения тяжелого бетона объемной массой  $2400 \text{ кг/см}^3$ , вместо предусмотренного проектом асфальта ( $1700 \text{ кг/см}^3$ ), или песчаного раствора ( $1800 - 2000 \text{ кг/см}^3$ ). Фактическая нагрузка от стяжки определяется размером толщины слоя и его взвешиванием.

Для определения фактического веса кровли выполняются вскрытия в нескольких наиболее характерных местах. Количество и места вскрытий зависят от конкретных случаев. В первую очередь следует выяснить действительные нагрузки на грузовом участке наиболее деформированных конструкций и сделать на этом участке необходимое число вскрытий.

Для кровель с плитным утеплителем требуется небольшое количество вскрытий, так как толщина его по покрытию одинакова. Если вскрытия, сделанные в количестве двух–трех на каждый температурный отсек пролета, по результатам одинаковое, то такого количества вскрытий вполне достаточно. Для кровель с настильным утеплителем, который трудно укладывается ровным слоем, особенно при скатной кровле, рекомендуется брать пробы и в коньке, и вблизи ендовы. При этом делается, примерно, по одному вскрытию на  $200-400 \text{ м}^2$ , но не менее двух вскрытий в ендове, в коньке и трех – на промежуточных участках скатов.

Определение объемной массы материалов, составляющих кровлю, производится небольшими пробами объемом  $200-400 \text{ см}^3$ . Если определять объемную массу каждого материала в отдельности затруднительно, вскрывают участок кровли площадью  $0,25-0,5 \text{ м}^2$  и определяют нагрузку на  $1 \text{ м}^2$  послойным и общим взвешиванием. Если материалы кровли однородны, то достаточно сделать контрольные пробы для 20–30% от общего числа вскрытий. В остальных вскрытиях фиксируется только состав кровли и толщины слоев. Места контрольных вскрытий должны быть зафиксированы на схеме покрытия здания. Результаты и определения состава покрытия, толщины слоев и данные по объемному весу или взвешиванию заносятся в специальные сводки и ведомости.



4. При обследовании покрытий промышленных зданий следует обратить внимание на наличие технологической пыли. Некоторые виды промышленности (цементная, угольная, металлургическая и др.) характерны большим выделением тяжелой пыли, которая, скапливаясь с ней на покрытии, может привести к перегрузке и даже к аварии конструкции.

Места взятия проб фиксируются на плане покрытия, а результаты замера толщины слоев и данные взвешивания — в оводной ведомости.

5. Принятые в проекте снеговые и ветровые нагрузки для данного района принимаются по СНиП П-А.П-62. Уточненные данные по снеговой нагрузке, а также направление и скорость ветра, характерные для данного района, могут быть получены у метеорологической службы.

Фактический собственный вес и объем снега, льда, пыли определяется небольшими пробами в ендовах, на коньке, около фонаря и проч. Если кровля имеет уступы и конфигурации ее не обеспечивает беспрепятственного проноса снега (фонари, технологические будки, экраны и проч.), фактическая снеговая нагрузка, скапливаясь и скатываясь в "мешках", может оказаться больше, предусмотренной в проекте. Известны случаи, когда интенсивность отложения снега в "мешках" доходила до 1 м в сутки. Для предварительных расчетов объемный вес снега в январе-феврале принимается равным 300 кг/м<sup>3</sup>, в марте — 400 кг/м<sup>3</sup>.

6. При наличии световых или аэрационных фонарей необходимо проверить соответствие проекту узлов конструкции их креплений и установить фактическую величину и схему передачи нагрузки на несущие стропильные конструкции. Утяжеление фонарных конструкций может быть вызвано увеличением веса покрытия фонаря, устройством не предусмотренных проектом козырьков и экранов, применением вместо ребристых бортовых элементов — более тяжелых плит, использованием вместо обычного остекления — стеклоблоков и проч.

7. Причину повреждений и деформаций обследуемых конструкций приходится выяснять посредством опроса персонала, принимавшего участие в строительстве здания и в монтаже технологического оборудования или давно работающего в данном цехе. Так, при обследовании балок покрытия одного промышленного предприятия не могли объяснить причину появления и раскрытия трещины в одной из балок. При опросе персонала выяснилось, что во время установки техноло-

гического оборудования к этой балке подвешивались блоки и трюмы для подъема и монтажа тяжелого оборудования. На другом объекте, перегрузка конструкции покрытия была вызвана временным складом - ропанием кровельных материалов и емкостью с раствором в период производства работ по устройству и утеплению кровли. И еще один пример, при обследовании здания оказалось, что трещины в несущих конструкциях покрытия появились в тот год, когда снегопад и заносы были особенно велики и реальная снеговая нагрузка превышала предусмотренную нормами величину. Особенно большие трещины возникли в конструкциях на тех участках, в которых при очистке снега с покрытия кратковременно накапливались большие снежные вали.

8. В рабочих чертежах зданий указывается конструкция пола и его вес. В практике обследования междуэтажных перекрытий (особенно старой постройки) наблюдаются случаи, когда при ремонтах, за долгие годы эксплуатации помещений, по старому полу укладывались новые слои покрытия, что привело к увеличению веса пола, толщина которого доходила до 30-50 см. Нагрузки от пола определяются замером слоев и взвешиванием проб. Места взятия проб фиксируются на планах перекрытий, а результаты замеров и взвешиваний - в сводной ведомости.

9. Качество монтажа конструкций и узлов сопряжений может существенно изменить характер приложения нагрузок. Например, смещение балок покрытий и перекрытий, обивка подкрановых балок на колоннах, нарушение вертикальности колонн может вызвать недопустимую эксцентричную нагрузку, а смещение рельсов на подкрановых балках - крутящие моменты. Выявленные обследованиям недостатки монтажа фиксируются в ведомостях дефектов и на специальных эскизах.

10. На каждом предприятии обычно сохраняют технические паспорта и ведут эксплуатационную документацию на технологическое оборудование и механизмы. По этим материалам можно уточнить нагрузку на несущие конструкции от веса станков, механизмов, материалов и транспорта с продукцией. При обследовании уточнить схему расстановки оборудования. Документы по эксплуатации и ремонту оборудования должны содержать данные о режимах работы механизмов и их воздействии на строительные конструкции.

При наличии мостовых кранов, кран-балок и т.п. выявляют их фактические параметры, режим эксплуатации (по классификации Госгортехнадзора), характер и величину воздействия (наиболее ха -

ракетные положения кранов и грузов, максимальные грузы и их приближение к рассматриваемым балкам, частота совместной работы (облажений кранов). При этом следует учитывать состояние подкрановых путей, крепления рельсов к балкам и колоннам, а также следует производить геодезическую съемку подкрановых конструкций.

II. Влажность, температуру и прочие характеристики производственной среды измеряют специальными приборами (гигрометрами, термографами и др.) и исследуют путем выполнения соответствующих анализов.

Сопоставив величины фактических нагрузок и воздействий с проектными, производят оценку степени и величины отступлений от проекта, определяют их причины и уточняют коэффициент перегрузки для данной конструкции.

При проведении обследования необходимо в каждом отдельном случае тщательно выяснять все факторы, влияющие на величину и характер нагрузок. Следует иметь в виду, что на распределение нагрузок и на особенности работы конструкций могут влиять чаще не одна, а несколько различных причин. Так, при обследовании одного аварийного здания в районе Крайнего Севера было установлено, что обрушение произошло в результате:

- 1) Отсутствия правильной перевязки стеновых блоков с плитами перекрытий;
- 2) Замоноличивания швов раствором без морозостойких добавок;
- 3) Отсутствия между стеновыми блоками накладок, предусмотренных проектом;
- 4) Просадки фундамента из-за оттаивания мерзлого основания, что произошло в связи с тем, что фундаменты не были заглублены ниже отметки деятельного слоя мерзлого грунта.

Таким образом, из-за отсутствия перевязки стеновых блоков с панелями перекрытий образовалась вертикальная трещина стены по всей высоте здания. Стена не работала в своей плоскости, а на рядбалку передавалась полная нагрузка от веса стены и перекрытий. Оседание одной опоры рядбалки повлекло подвижку блоков стены по длине вертикальной трещины, что вызвало перераспределение усилий и разрушение рядбалки.

### УШ. Натурные испытания

В общем комплексе вопросов обследования конструкций натурное испытание не является обязательным этапом. В подавляющем большинстве случаев испытания конструкции не требуются. Однако, иногда приходится сталкиваться с такими вопросами, расчетно-теоретическая основа которых разработана нечетко или неясно как сложится на работу конструкции какое-либо конструктивное решение. В этих случаях натурные испытания проводятся для выяснения характера и особенностей действительной работы конструкции, а также для определения и выявления влияния фактических нагрузок на ее деформативность, трещиностойкость и несущую способность. Вид и направленность испытаний в каждом частном случае зависят от конкретного вопроса и не могут быть определены заранее. Такие испытания проводятся в соответствии с действующими нормативными документами [8, 13, 14, 15, 16, 17, 18] по программам, специально составленным и согласованным с авторами проектов.

Может возникнуть необходимость испытать ослабленный стержень арматуры, отдельный элемент конструкции или узел сопряжения и даже всю конструкцию, работающую в системе каркаса здания или отдельно.

Для обследования могут быть специально изготовлены образцы или модели аналогичные эксплуатируемым конструкциям. Испытания проводят на специально оборудованных испытательных стендах в строительных лабораториях, оснащенных специальными прессами и разрывными машинами. Иногда испытывают конструкции на месте, в системе каркаса здания. Такие испытания проводят не до разрушения. Они имеют характер контрольных, но требуют особой страховки. Для создания усилий в конструкциях применяются гидравлические домкраты или выверенные грузы. При испытании покрытий и перекрытий нередко проводят загрузку водой, для чего оборудуют брезентовые ваны с каркасом или другие емкости.

Деформации измеряют индикаторами часового типа, прогибосъемными различными систем, рычажными тензосчетками, электрическими и микротензодатчиками и проч.

Вопрос, требующий выяснения при проведении натурных испи -

таний, могут быть самыми разнообразными. Так, при обследовании и балок покрытия одного промышленного корпуса было обнаружено, что примененный способ стыкования старшей рабочей арматуры не соответствует проекту и рекомендациям норм, а качество сварки внушает опасения. Из балки той же партии, но еще не смонтированной, были вырезаны стержни со стыками. Кроме того, специально заготовили образцы подобных стыков, но с качественно выполненной сваркой. Испытание на разрыв показало, что примененный способ стыкования не обеспечивает равнопрочного соединения с основной арматурой. В результате испытаний было принято решение усилить балки.

На другом предприятии были обследованы нетиповые фермы по диагональному очертанию с нагрузкой по верхнему и нижнему поясам. Трещины в этих фермах появились в узлах сопряжения растянутой стоек с верхним поясом. Анкеровка арматуры стоек в этих узлах была нестандартной, и работа их неясна. На испытательном стенде завода-изготовителя испытали до разрушения одну рядовую ферму. Усилия создавались гидравлическими домкратами, схема передачи усилий на ферму соответствовала расчетной схеме. Разрушение произошло в узлах сопряжения стоек с верхним поясом. На основании испытаний было разработано усиление стоек ферм, установленных в покрытие, а в рабочие чертежи внесено изменение способа анкерования арматуры.

Обследование крановой эстакады было вызвано неполадками в работе кранов и подкрановых путей. Решено было провести испытание с целью определения фактических боковых воздействий крана на подкрановые конструкции. Для этого, согласно специально разработанной методике, в течение длительного периода производили запись поперечных отклонений верхушек колонн, происходящих при работе кранов [21]. Затем провели тарировку этих отклонений путем поперечного распирания и стягивания колонн при помощи домкрата с использованием крана как распорной конструкции. Исследованием установлено, что фактические боковые крановые воздействия, главным образом от перекосов, в два-три, а иногда и пять раз превосходят горизонтальную поперечную нагрузку от торможения тележки с грузом, принятой в проекте по СНиП II-A.11-62.

При обследовании двухветвевых железобетонных колонн трубчатого цеха для выяснения причин трещинообразования в подкрановых ригелях колонн (в узлах сопряжения подкрановой двухветвевой

части с верхней подстропиальной частью) было решено испытать подкрановые ригели еще несмонтированных колонн на 3000-тонном прессе. В результате испытания была выяснена прочность и уточнены методы расчета, предложены способы усиления и даны рекомендации для расчета и конструирования двухветвевых колонн.

## IX. Направленность поверочных расчетов

Для оценки напряженного состояния и реальной несущей способности обследуемой конструкции:

1. Рассматриваются статические расчеты, выполненные при разработке конструкции. Изучаются исходные данные расчета: способы опирания конструкции и способы сопряжения ее со смежными конструкциями, схема работы, нагрузки и воздействия, усиления, возникающие в элементах и сечениях конструкции, характеристики материалов, прочность основных сечений и элементов, трещиностойкость и деформативность.

Если проектные данные отсутствуют, их следует восстановить по рабочим чертежам.

2. Реальная схема работы конструкции в составе сооружения и жесткости узлов и способов сопряжения ее со смежными конструкциями. По этой схеме, с учетом выясненных обследованном действительных нагрузок, производится статический расчет, определяются усилия в основных элементах, узлах и сечениях. В необходимых случаях при расчете следует пользоваться формулами и статическими схемами, учитывающими перераспределение усилий в конструкции, волеводств и пластических деформаций.

3. Прочность основных элементов и участков вычисляется по расчетным формулам СНиП [19,20] с учетом фактических данных о прочности бетона, размерах сечений, количестве и качестве арматуры и расположения ее в сечении. Такой расчет обычно выполняется по расчетному предельному состоянию. При расчете несущей способности конструкций для характеристик материалов и постоянных нагрузок, уточненном обследованном, коэффициенты перегрузки и однородности и условий работы можно не вводить. Временные же нагрузки — снег, ветер и крановые — принимаются с соответствующими

коэффициентами перегрузки. Если обследованием выявлено, что фактические временные нагрузки больше, чем расчетные (с учетом коэффициента перегрузки по СНиП), то следует принять фактическую величину нагрузки.

4. Жесткость, прогибы, момент появления и расчетная ширина раскрытия трещин определяется на основании фактических характеристик материалов. Затем эти показатели сравнивают с показателями конструкций, наблюдаемыми в натуре.

5. Анализ всех расчетных материалов удобнее выполнять в табличной форме, в которой указываются:

а) проектные усилия при проектной статической расчетной схеме и расчетных нагрузках;

б) проектная расчетная прочность, несущая способность, жесткость, трещиностойкость при принятых в проекте характеристиках материалов;

в) фактические усилия при действительной статической схеме работы и реальных нагрузках;

г) фактическая прочность, несущая способность, жесткость, трещиностойкость по уточненным характеристикам сечений и материалов.

Сравнение этих данных показывает, как влияют на усилия в элементах величины реальных нагрузок и изменения в схеме работы конструкции; как изменяется прочность элементов по сравнению с проектной при уточнении натуральных характеристик материалов; каков реальный запас прочности. Такое сопоставление позволяет выявить ослабленные конструкции или их участки, помогает разработать мероприятия по обеспечению дальнейшей эксплуатационной надежности конструкции, назначить оптимальное усиление.

#### Х. Особенности обследования конструкций, подверженных воздействию агрессивных сред

На большинстве промышленных предприятий строительные конструкции работают в условиях агрессивных сред. Так, например, химическая, металлургическая, легкая промышленности применяют в технологии производства такие вещества, которые в твердом, жидком

или газообразном состоянии агрессивно воздействуют на строительные конструкции, разрушают их и даже, в сравнительно короткий и короткий срок, приводят к аварийному состоянию. Действие агрессивных сред усугубляется повышенной температурой и влажностью, а также многократным замораживанием и оттаиванием материалов конструкций в осенне-зимнее время.

Среда считается агрессивной, если под ее воздействием происходит разрушение материала. Агрессивность среды определяется тремя степенями: слабой, средней и сильной и устанавливается в зависимости от ряда факторов [22]. В процессе проектирования не правильная оценка степени агрессивности приводит к сокращению сроков безремонтной службы конструкции. Бывает случаи, когда строительные организации, недооценивая предусмотренные проектом антикоррозийные мероприятия, а порой за неимением на строительной площадке запроктированных материалов и деталей, применяют без согласования с проектной организацией другие материалы и конструкции, непригодные для работы в условиях будущего предприятия. Долговечность зданий существенно зависит от качества выполнения строительных работ, прочности бетона, толщины защитного слоя арматуры, соблюдения уклона полов к трапам, кровли к стенам и водоприемным устройствам [23,24,25,26]. В эксплуатируемых сооружениях иногда возникает необходимость в перестановке старого или монтажа нового оборудования, для анкерования или крепления в плитах перекрытий пробивают сквозные отверстия, что нарушает гидроизоляцию и химзащиту перекрытий. Впоследствии, если эти отверстия оставляют открытыми или заделывают без восстановления гидроизоляции, то эти места в первую очередь подвергают коррозии и разрушению. Растворы и масла, попадающие на перекрытие от оборудования, через отверстия в бетоне затекают на нижнюю плоскость плит перекрытий, балок и колонн, насыщают бетон и вызывают преждевременные разрушения конструкций.

Для выбора способа восстановления разрушающихся конструкций и их антикоррозийной защиты в условиях действующих предприятий, в первую очередь, необходимо установить причины повреждения конструкций, оценить их состояние, для чего проводится обследование и выполняется ряд лабораторных анализов.

Схема и методика обследования железобетонных конструкций, подверженных воздействию агрессивных сред, требует проведения дополнительных специальных натурных исследований, по сравнению с



конструкциями, работающими в обычных условиях.

I. При изучении проектно-технической документации необходимо:

а) получить сведения о технологических особенностях проектируемого производства, о характере агрессивного воздействия этого производства на строительные конструкции, о требованиях, предъявляемых к строительным конструкциям в условиях данной агрессии, о мерах по снижению агрессивного воздействия среды и о защите от этой среды;

б) проверить выполнение антикоррозионных защитных мероприятий - применение антикоррозионных стойких материалов, мероприятия по улучшению структуры материалов, по защите арматуры и закладных деталей от коррозии;

в) выяснить особенности фактического влияния агрессивной среды на строительные конструкции - характер, величину и скорость коррозии строительных материалов, степень реальной коррозионной стойкости материалов конструкций. Получить сведения о всех применявшихся в здании мерах по прекращению или ослаблению агрессивного воздействия;

2. При непосредственном обследовании конструкций, кроме составления ведомости дефектов, дается подробное описание внешнего вида конструкций - наличие выколов бетона, толщин защитных слоев, подтеков, следов местных увлажнений, ржавых или масляных пятен, трещин и коррозионного состояния арматуры. Внутри помещения определяются температура и относительная влажность воздуха, наличие и концентрация агрессивных газов и паров, наличие агрессивных осадений в производственных водах и растворах, а при необходимости - в грунтах и грунтовых водах. Влажность определяется аспирационным психрометром Ассмана или Августа в нескольких точках на уровне обследуемых конструкций, а наличие газов и их концентрация - газоанализатором Орса или Фишера.

3. Для определения глубины карбонизации - оценки защитных свойств бетона берется качественная проба фенолфталеина (однопроцентный спиртовый раствор) на свежем изломе бетона. При увлажнении бетона раствором фенолфталеина карбонизированный бетон сохраняет свой первоначальный цвет, некарбонизированный - приобретает малиновую окраску. Глубина карбонизации измеряется толщиной слоя от поверхности конструкции до границы окрашенной зоны. При наличии коррозии отбирает пробы неповрежденного и поврежден-

ного бетона для химического и петрографического анализов. Химический анализ определяет содержание в цементном камне окислов, новообразований и продуктов выщелачивающей коррозии. Петрографический анализ дает микроструктуру бетона и новообразований. Дополнительной характеристикой структуры может быть водопоглощение и объемный вес.

4. Для оценки состояния арматуры осматривают участки, защищенные бетоном, а также делают специальные контрольные вскрытия.

Степень коррозии арматуры оценивается комплексом характеристик, включающих:

а) характер (сплошная, язвенная, пятнами, тонким налетом или слоистой), цвет и плотность продуктов коррозии;

б) площадь поражения поверхности (в проценте от общей вскрытой поверхности на участке длиной 40–50 пог.см), визуальное и по прилагаемой балльной системе (табл. 2);

в) глубину коррозионных поражений. Глубина коррозионных поражений измеряется: при равномерной коррозии — либо величиной и толщиной слоя ржавчины, деленной на два; либо разностью проектного и действительного диаметров арматуры, деленной на два. При язвенной коррозии вырезают куски арматуры, ржавчину удаляют путем погружения кусков арматуры на 20–30 минут в десятипроцентный раствор соляной кислоты, с добавлением однопроцентного ингибитора уротропина, промывают водой, а затем погружают на пять минут в насыщенный раствор нитрита натрия и высушивают. Глубина язвы измеряется либо иглой индикатора, укрепленного на штативе, либо микрометром, либо линейкой с иглой. Глубина коррозии  $h$  (мм) определяется по формуле:

$$h = N_{\text{кон}} - N_{\text{нач.}}$$

где  $N_{\text{кон.}}$  — конечное показание стрелки индикатора (игла на дне коррозионной язвы);

$N_{\text{нач.}}$  — начальное положение стрелки индикатора (игла на поверхности арматуры у края язвы).

Если поверхность арматуры будет усыяна большим количеством язв, начальное положение стрелки индикатора можно установить с

помощью лезвия безопасной бритвы, уложенной на поверхность образца-арматуры.

Таблица 2

Система балльной оценки степени коррозии

Характер поверхности стержня	Степень коррозии балл.
Совершенно чистая	0
Коррозия точками и пятнами язв и пластинок, ржавчины нет; площадь коррозии до 50%	1
Налет ржавчины отдельными язвами с глубиной до 0,1 мм; площадь коррозии более 50%	2
Налет ржавчины на отдельных участках, образование пластинчатой ржавчины и язв глубиной до 0,5 мм; площадь коррозии не более 25%	3
То же; площадь коррозии до 50%	4
То же; площадь коррозии более 50%	5

5. При выполнении поверочных расчетов необходимо учитывать технологические особенности производственной среды, которые предъявляют дополнительные требования к строительным конструкциям.

При отсутствии химзащиты для обычных конструкций работающих в условиях высокой влажности (выше 75%) без агрессивных газов или в условиях повышенной влажности и слабоагрессивных газов а также в условиях сильноагрессивной среды, но при наличии химзащиты допускается ширина раскрытия трещин не более 0,2 мм. Расчет таких конструкций производится по раскрытию трещин.

Для предварительно-напряженных конструкций, работающих в условиях сильноагрессивных сред, образование трещин не допускается. Расчет их производится по второй категории трещиностойкости.

В проектах усиления или восстановления конструкций толщина защитного слоя арматуры назначается в зависимости от степени

агрессивности среды и от вида химзащиты [27,28,29] .

Пропитывание бетона строительных конструкций минеральными и маслами — явление довольно частое. Даже очень плотные бетоны с течением времени промасливаются. Бетон, пропитанный минеральными маслами и охлаждающими эмульсиями, снижает свою прочность до 50% против первоначальной, при этом нарушается сцепление арматуры с бетоном, что особенно сказывается в анкерных устройствах преднапряженных конструкций. Уже через полгода сцепление в промасленном бетоне с арматурой гладкого профиля уменьшается в два раза, а периодического профиля — на 20–25%. В таких цехах создаются неблагоприятные условия для работы, просачившееся через толщу перекрытия масло пропитывает большие площади перекрытия, балки, колонны, капает на людей, оборудование, пол от масла становится скользким (рис.6).

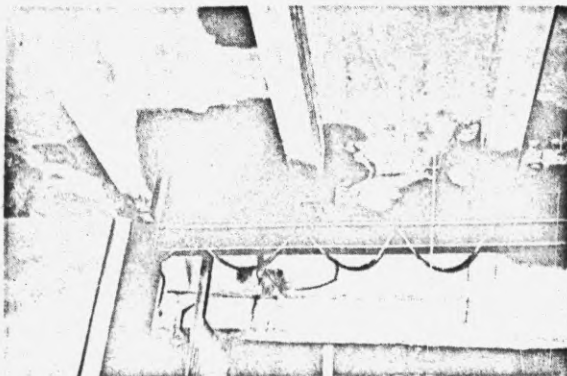


Рис.6 Участки междуэтажного перекрытия, пропитанные минеральными маслами.

В этих случаях приходится к перекрытию подвешивать противни для сбора масла, а на полы насыпать древесные опилки.

В большинстве случаев в проектах механических цехов не предусматривается устройство маслосащиты, что объясняется недооценкой действия на бетон и железобетон минеральных масел и охлаждающих эмульсий.

Ниже приводятся примеры действия газовых и жидких агрессивных сред на строительные конструкции.

За тринадцать лет эксплуатации несущих конструкций перекрытия механического цеха, в результате пропитки бетона и понижения его прочности до  $75-100 \text{ кг/см}^2$  против  $170-200 \text{ кг/см}^2$  несущая способность конструкции значительно снизилась.

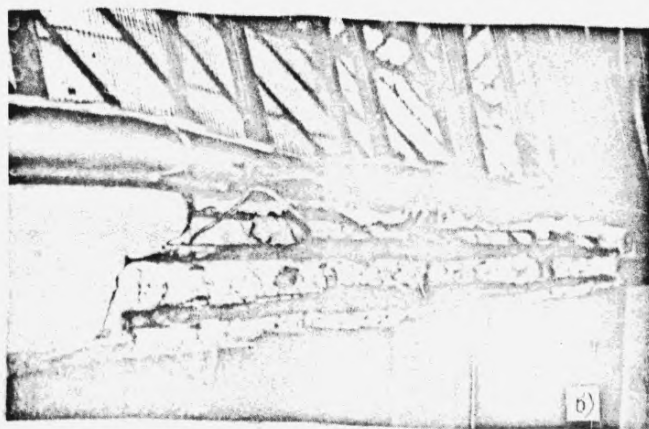
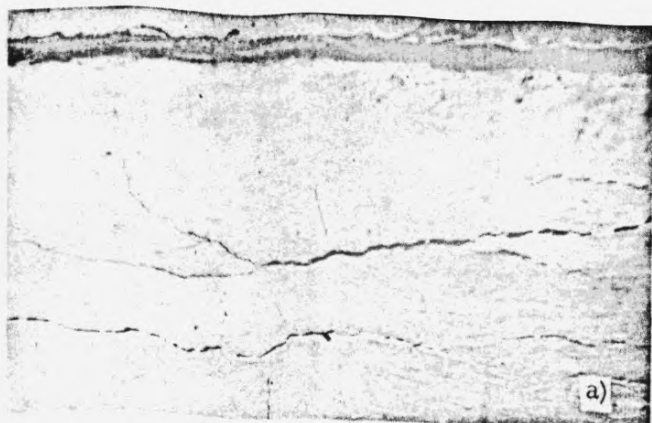
На другом предприятии за три года эксплуатации пропитано и требует капитального ремонта  $1000 \text{ м}^2$  площади сборных железобетонных перекрытий цеха.

За восемнадцать лет эксплуатации механических мастерских и, реконструированных под новое химическое производство, произошли сильная коррозия бетона и арматуры колонки, главных и второстепенных балок перекрытия. В одних балках, с шириной раскрытия трещины до  $7 \text{ мм}$  (рис.7а), арматура местами оголена и стержни прокорродировали на  $4 \text{ мм}$ ; в других - защитный слой бетона отсутствует на  $60-70 \%$  площади (рис.7б). В тех балках, где арматура не оголена, наблюдается ее коррозия, бетон карбонизирован, то-есть потерял свою защитную способность на глубину  $30 \text{ мм}$ .

Воздушная среда цеха характеризуется повышенной влажностью - более  $75 \%$ , температурой  $25-30^\circ\text{C}$  и содержанием газов -  $\text{HCl}$ ,  $\text{NH}_3$ ,  $\text{H}_2\text{S}$ ,  $\text{N}_2\text{O}_5$ . Пары конденсировались на остеклении фонарей и в виде агрессивных растворов стекали по стенам на второстепенные балки, вызывая коррозию бетона. Такая среда определяется как агрессивная к незащищенной арматуре.

Железобетонные конструкции разрушаются в результате коррозии как бетона, так и арматуры. В зависимости от конкретного сочетания действующих агрессивных агентов, коррозия арматуры развивается либо вслед за разрушением бетона в защитном слое конструкции, либо внутри неразрушенного бетона.

Первый случай наблюдается обычно при воздействии на конструкции агрессивных жидкостей, второй - чаще всего при действии и влажной загазованной атмосфере. Разберем такой пример: строительные конструкции гальванических цехов эксплуатируются в неблагоприятных условиях. Воздушная среда содержит агрессивные газы, которые с повышенной влажностью воздействуют на бетон и арматуру конструкции интенсивнее. На полы систематически попадают растворы кислот, щелочей и солей. Температура и концентрации технологических растворов весьма разнообразны, некоторые и з



**Рис. 7.** Разрушение железобетонных балок перекрытия в результате коррозии арматуры  
а) трещины в защитном слое с раскрытием до 7 мм;  
б) разрушение бетона с обнажением рабочей арматуры.

них, как хромовые соединения, являются сильными окислителями, поэтому они требуют отдельных отводов и стояков, изготовленных из материалов, стойких к окислительным процессам. Покрытие пола должно быть кислотостойким, а также водонепроницаемым.

На многих предприятиях для покрытия пола использована керамическая плитка на цементном растворе или на кислотостойкой замазке, которая не является водостойкой. Уклоны полов малы, поэтому на полу всегда находятся агрессивные растворы. На рисунке 8 видны высолы технологических растворов, профильтрованных через перекрытие. Цементный камень, обеспечивая бетону необходимую прочность, а также защиту арматуры, является в то же вре-



Рис.8. Разрушение железобетонного перекрытия технологическими растворами

мя наиболее слабым из его составляющих, так как содержит в своем составе значительное количество растворимой в воде извести. Процесс разрушения бетона значительно ускоряется, если фильтрующаяся через бетон вода содержит растворы щелочей или кислот, химически взаимодействующих с компонентами бетона и арматуры. Под систематическим воздействием агрессивных растворов бетон снижает свою первоначальную прочность, что приводит к более интенсивной коррозии арматуры, нарушению сцепления арматуры и

бетона и снижению, в целом, несущей способности конструкций.

Если гальванические цеха располагаются на первом этаже (на нулевой отметке), то возникает опасность попадания технологических растворов в грунт и к фундаментам стен и колонн, что имело место на одном московском предприятии. Для покрытия пола в гальванических цехах следует применять химстойкий материал (кислото-щелоче-водостойкий).

Разрушение строительных конструкций происходит также в результате коррозии арматуры под действием хлорных солей. Так, например, здание башни химводоочистки ТЭЦ находилось в эксплуатации около тридцати пяти лет. На перекрытии шестого этажа в течение 15-20 лет хранилась поваренная соль, которая насыщена с влагой, пропитывала железобетонную плиту, не имеющую гидроизоляции, и проникала на нижележащие конструкции. Химические анализы образцов бетона, взятых на разных отметках показали, что количество ионов хлора в бетоне перекрытия, где хранилась соль, составляет 6,81%, в бетоне нижерасположенных перекрытий - 4,47 %, что превышает величину предельно допустимого содержания хлора в бетоне - 2,5%. Наличие в бетоне хлоридов способствует поражению арматуры местной коррозией. На рисунке 9 видны глубокие язвы и астерisks, взятом из ригеля перекрытия пятого этажа. Хлор, находясь в бетоне в свободном состоянии, сам в соединение не вступает, а вызывает лишь интенсивный электрохимический процесс коррозии арматуры.

Приостановить такой процесс коррозии возможно лишь при полном прекращении доступа кислорода к арматуре и создания щелочной среды на пораженном участке.



Рис.9. Язвенная коррозия арматуры ригеля перекрытия здания химводоочистки.



## ПРИМЕРЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### I. Сборные железобетонные стропильные балки пролетом 15 м.

**История вопроса.** При подвеске новых светильников в здании компрессорной станции промышленного предприятия в г. Ярославле было обращено внимание на трещины со сколами в верхней полке одной из стропильных балок. Обнаруженное повреждение вызвало сомнение в несущей способности конструкции.

Для выяснения причины повреждения, оценки состояния балки, определения ее несущей способности и решения вопроса по ремонту или усилению конструкции было проведено детальное обследование этих конструкций.

**Предварительный осмотр** балки проводился с мостового крана. Расстояние от площадки крана до низа стропильной балки составляло около 1,5 м. Осмотр показал, что поверхность балки была затерта цементно-песчаным раствором и скоблена. На боковой поверхности балки со стороны опор Б наблюдались наклонные трещины с шириной раскрытия до 0,8–1,0 мм. В средней части конструкции на большом участке оштукатуренной поверхности имеются хаотично расположенные трещины раскрытием 0,5–0,7 мм. При легком постукивании молотком растворная затирка этого участка отваливалась большими плоскими кусками, трещины же на бетонной поверхности обнаружено не было. На расстоянии 2,5–3 м от опоры А наблюдались две трещины, которые с боковых граней полки переходят на нижнюю грань свеса, идут навстречу друг другу вдоль ребра и соединяются. От окаймленного трещиной участка к середине балки образовался скол нижнего угла полки, арматура обнажена. Таким образом, предварительный осмотр показал, что наиболее существенными дефектами балки являются повреждение свеса полки и наклонная трещина раскрытием до 1 мм.

Для проведения детального обследования балки на мостовой кране сделали ограждения, а для осмотра верхнего пояса балки использовали деревянную лестницу с металлическими креплениями на конце. Чтобы не скрывать картину трещинообразования, штукатурку

отбивали на участках, необходимых для обследования. Естественного освещения помещения в светлый период дня было достаточно.

В техническом архиве предприятия были найдены некоторые проектные материалы, из которых следует, что здание строилось в 1960 году по типовому проекту, разработанному в 1956 г. По проекту здание однопролетное — 15 м, одноэтажное, длиной 36 м, со световым фонарем, ступенчатое, подвесного транспорта нет. Технология эксплуатации здания не предусматривает какого-либо агрессивного воздействия на строительные конструкции.

В качестве несущих конструкций покрытия предусмотрены сборные железобетонные двускатные балки таврового сечения БД-15-3 пролетом 15 м, с плоским сварным каркасом без отгибов арматуры (серия ПК-01-05 вып. I). По балкам, опирающимся на сборные железобетонные колонны, установленные вдоль здания через 6 м, уложены сборные железобетонные плиты покрытия ПКК, по которым предусмотрена обмазочная битумная пароизоляция, утеплитель объемной массой не более  $600 \text{ кг/м}^3$ , толщиной 12 см, цементная выравнивающая стяжка 2 см и мягкий гидроизоляционный ковер (I слой рубероида по 2 слоям пергамина). Покрытие по фонарю аналогичное. Чертежи конструкции фонаря отсутствуют, но это, в данном случае, не существенно, так как покрытие в натуре выполнено бесфонарным.

В общем заводском паспорте, выданном на все 7 балок покрытия, имеются следующие сведения: балки изготовлены в 1960 г., маркировка балок БД-15-3 серии ПК-01-05 вып. I, проектная марка бетона — 300, отпускная прочность бетона  $275 \text{ кгс/см}^2$ , имеет подпись начальника ОТК и штамп завода. Никаких сведений об армировании конструкций паспорта не содержат. На запрос заводу-изготовителю об армировании балок, получен ответ, что армирование соответствует проекту, а характеристики металла — действительным в 1960 г. Техническим условиям и ГОСТам.

Основные проектные параметры балок БД-15-3 серии ПК-01-05 следующие: высота балки на опоре — 79 см, в коньке — 140 см, строительный подъем — 4 см, высота полки — 15 см, ширина полки — 40 см, ширина ребра — 10 см, марка бетона — 300; нижняя продольная арматура в середине пролета 4/40 Ст. 5, хомуты в опорной зоне на длине 150 см — двухрезные  $\phi$  12 Ст. 5 с шагом 10 см, но на длине 250 см шаг хомутов увеличивается до 25 см, а в середине пролета балки — 40 см.

Ввиду того, что на заводах цельных стержней длиной 15 см может не оказаться, в качестве основного варианта проектом предусмотрено стыкование стержней на специальных электроварочных аппаратах для контактно-стыковой сварки, а в случае отсутствия и такого оборудования, допускается вариант соединением стержней посредством компенсирующей накладки такого же диаметра по верху арматурного пакета с приваркой горизонтальными двухсторонними швами к соседним стержням.

В результате непосредственного обследования балки составлена подробная ведомость дефектов с занесением в нее обнаруженных дефектов, повреждений, трещин, замерена фактическая геометрия сечений (рис.10).

По внешнему виду балки видно, что она изготовлена в деревянной опалубке в положении плашмя; на одной боковой поверхности имеются следы от досок опалубки, другая — неровная со следами заглаживания бетона после укладки. Строительный подъем выдержан. Высота балки на опоре 80 см, в середине пролета 145 см. Боковой грани полки 15 см; ширина полки 40—42 см, ребра от 10 до 12 см.

После монтажа балку побелили, затем, видимо, с целью заглаживать неровности на ее поверхности, сделали затирку раствором. Спешение раствора с поверхностью балки оказалось неудовлетворительным, на многих участках раствор отслаивается, выщучивается, поэтому в штукатурке образовались трещины, часто не совпадающие по характеру, месту и величине раскрытия с трещинами на бетонной поверхности балки. На боковой поверхности у опор имеются наклонные трещины, раскрытие которых на одной стороне (верхней при бетонировании) несколько больше, чем на другой. Так трещина, начинающаяся примерно на расстоянии 1 м от опоры Б, имеет максимальное раскрытие до 0,8—1,0 мм, раскрытие другой и других наклонных трещин этого участка не превышает 0,4—0,5 мм.

Вертикальные трещины в средней части балки, расположенные, примерно, через 100 см, имеют раскрытие не более 0,2—0,3 мм.

Обследование полки показывает, что трещина окаймляет участок свеса 70 см только с одной стороны и, переходя на верхнюю грань, заходит на 17 см к ее середине, захватывая монтаж и у петли. Повреждение распространяется на 55 см в сторону конька, в виде скола нижнего угла свеса с обнажением продольного стержня

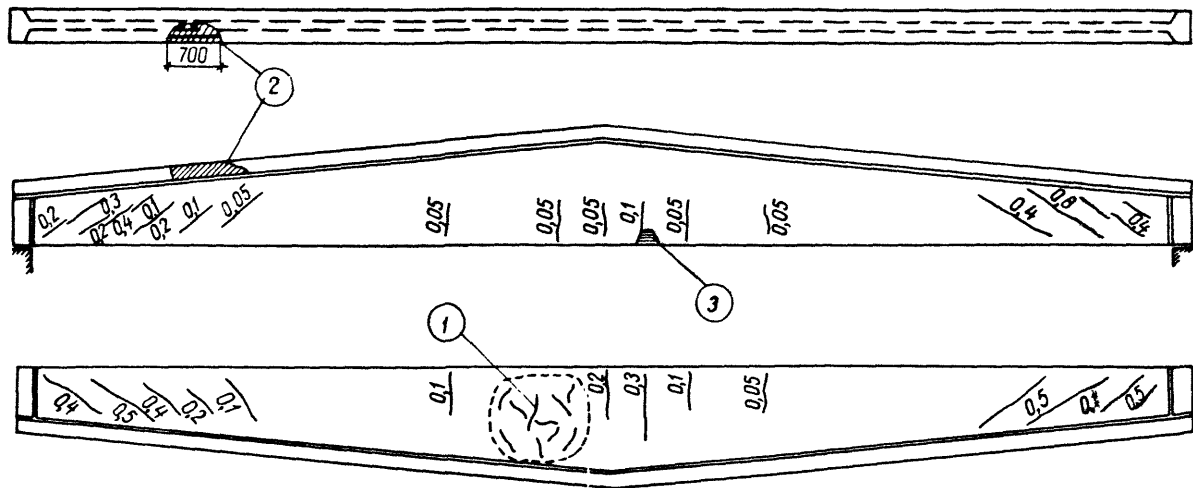


Рис. 10. Дефекты балки БД-15-3

1-участок отслаивающейся штукатурки; 2-скол бетона в зоне монтажной петли; 3-участок вскрытой арматуры. Цифры у трещин обозначают ширину их раскрытия в мм

снятой зоны, который слегка выпучился. Поперечных горизонтальных стержней на длине 55 см нет.

Данный дефект имеет характер механического повреждения. Он мог возникнуть при складировании или транспортировании, но не от перегрузки балки при работе ее в покрытии. Других повреждений в конструкции не обнаружено.

Опираемые балки на железобетонные колонны — правильно. Плиты покрытия уложены по балке с достаточным опиранием ребер.

Оценка прочности бетона произведена неразрушающими методами с применением шарикового молотка конструкции Физделя и эталонного молотка НИИМОстроя. Для этого на обеих сторонах балки через каждые 1,5 м по ее длине были подготовлены участки, снята штукатурка, стерта побелка и мелующаяся пленка цементного раствора. В некоторых местах марка растворной составляющей и бетона и сцепление растворной составляющей с крупным заполнителем и арматурой определялись острым зубилом.

В результате выявлено, что на той поверхности балки, которая при бетонировании была сверху, образовался слой растворной структуры толщиной от 5 до 20 мм, что произошло вследствие применения пластичного бетона и оседания крупного заполнителя к нижней поверхности конструкции. Из-за пересушки при прогреве в прочности раствора здесь ниже чем у растворной составляющей на другой стороне балки. На контрольном участке, очищенном от пересушенного растворного слоя, прочность оценена в  $250 \text{ кг/см}^2$ .

На другой стороне балки, которая при бетонировании была внизу, прочность бетона в стенке составляет  $230\text{--}280 \text{ кг/см}^2$ , на опоре (о наклонной трещине)  $160\text{--}180 \text{ кг/см}^2$ , в полке  $250\text{--}300 \text{ кг/см}^2$ .

При опробовании бетона острым зубилом в местах с прочностью  $230\text{--}280 \text{ кг/см}^2$  бетон оказывается плоскими лещадками, около чего происходит по гранитному щебню и заполнитель не отделяется от раствора. В зоне большой наклонной трещины растворная часть сплывається кусочками, при ударах щебень освобождается от раствора. Однако острый гвоздь в бетон не забивается. Это подтверждает, что прочность бетона здесь выше  $180\text{--}150 \text{ кг/см}^2$ .

При проведении поверочного расчета следует принять а т ь

значения прочности бетона, с учетом возможной неточности показаний прибора, введенным коэффициентом 0,7.

Для выполнения фактического армирования балки в средней части пролета, недалеко от комльового сечения, острым узким зубилом был снят слой бетона и обнажен пакет рабочей арматуры, который состоял из 4 стержней  $\varnothing 40$  мм. Судя по профилю, применена сталь Ст.5 (класс А-II). Арматурный пакет смещен, и боковые защитные ослы составляют 2 и 6 см. Следует отметить, что на стороне большего защитного осл, трещины раскрыты больше. Нижний защитный осл бетона равен 4 см.

Для определения поперечного армирования на участке с наибольшей наклонной трещиной в 1,5 м от опоры, оделан скол бетона по нижней грани ребра длиной 50 см и глубиной до хомутов. В этом месте открыты четыре V-образных хомута из стержней  $\varnothing 12$  мм Ст. 5, расстояние между ними 15 и 14 см. Нижний защитный осл бетона 3 см. (рис. II). Вскрытие у опоры А показало, что хомуты выполнены из стержней  $\varnothing 12$  мм Ст.5 с шагом 11 см. Проверка

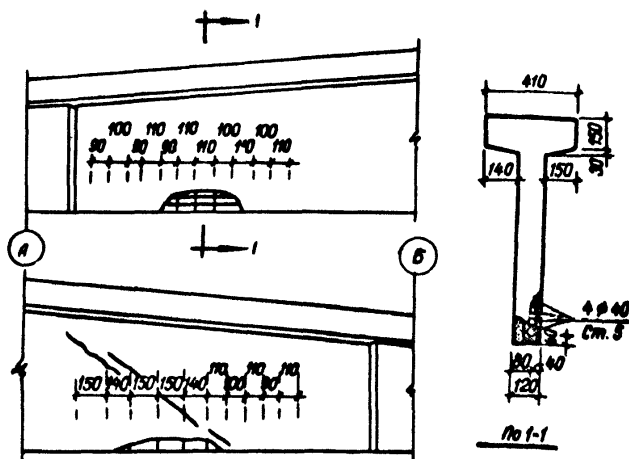


Рис. II. Схема расположения поперечной арматуры на опорных участках

расположения хомутов прибором ИЭС-2 показала, что в зоне наибольшей наклонной трещины у опоры Б шаг хомутов разрежен до I4-I5 см, ближе к опоре он уменьшается до I0-II см.

Уточнение величины реальной нагрузки на покрытие выполнено посредством трех контрольных вскрытий кровли, размером 20x20 см на участке грузовой площади обследуемой балки - посредине пролета (в коньке покрытия), в четверти пролета и над опорой. В этих местах замеряют толщины слоев кровли, берут образцы материалов для определения их объемной массы, замеряют толщину пола из железобетонной плиты. В результате выяснено, что максимальная толщина цементно-песчаной стяжки составляет 35 мм, а объемная масса 1970-2080 кг/м<sup>3</sup>. Утепление выполнено из пенобетона с соблюдением проектной толщины слоя, но объемная масса материала колеблется в пределах 680-830 кг/м<sup>3</sup>.

Полученные данные приведены в таблице 3, здесь же для сравнения представлены проектные характеристики и значение нагрузок, принимаемых для поверочного расчета балки. Вес гидроизоляционного ковра, обмазочной пароизоляции, заливка швов между плитами, собственный вес балки и снеговая нагрузка взяты по проектным данным, с учетом соответствующих коэффициентов перегрузки.

Светового фонаря, подвешенного оборудования и грузоподъемного транспорта нет, балка несет равномерно-распределенную нагрузку от покрытия.

Поверочный расчет проводился согласно действующим нормативных документов [1,2].

Длина балки 15 м, расчетный пролет 14,8 м. Уточненная равномерно-распределенная нагрузка на основании уточнения вскрытия принята 609,6 кг/м<sup>2</sup> или 4,65 т/п.м. От этой внешней нагрузки в балке возникает следующие усилия:

$$1) \text{ Поперечная сила на опоре } Q = \frac{q \ell}{2} = 3,66 \cdot 14,8 \cdot 0,5 = 27,17 \text{ т.}$$

2) Изгибающий момент в середине пролета

$$M_1 = \frac{q \ell^2}{8} = \frac{1}{8} \cdot 3,66 \cdot 14,8^2 = 100 \text{ тм}$$

3) Изгибающий момент в расчетном сечении  $l_x = 1/35$  пролета

$$M_2 = Ql_x^2 \cdot 0,5 q l_x^2 \cdot 27,1 \cdot 4,2 = 3,66 \cdot 4,2^2 \cdot 0,5 = 82 \text{ тм}$$

4) Изгибающий момент на расстоянии 2,8 м от опоры - в месте повреждения полки:

$$M_3 = 27,1 \cdot 2,8 = 3,66 \cdot 2,8^2 \cdot 0,5 = 61,7 \text{ тм.}$$

Определяем несущую способность балки:

1) По изгибающему моменту в середине пролета при следующих расчетных параметрах:

арматура  $F_a = 4 \text{ } \phi 40 = 4 \cdot 12,57 = 50,2 \text{ см}^2$  класс стали А-П

$F'_a = 2 \text{ } \phi 18 = 2 \cdot 2,545 = 5,09 \text{ см}^2$  класс стали А-П

Балка изготовлена в 1960 г., согласно НИТУ - 123-55, для Ст.5 принято -  $R_a = 2400 \text{ кг/см}^2$

Бетон  $R_b = 250 \cdot 0,7 = 175 \text{ кг/см}^2$ ;  $R_{np} = 122 \text{ кгс/см}^2$ ;

$R_u = 152 \text{ кгс/см}^2$ .

Геометрические характеристики поперечного сечения:

Сечение  $H = 145 \text{ см}$ ;  $h_0 = 132 \text{ см}$ ;  $b = 10 \text{ см}$ ;  $b_n = 40 \text{ см}$ ;  
 $h_n = 15 \text{ см}$ .

Высота сжатой зоны бетона  $X = 35 \text{ см} < 0,55 \cdot h_0 = 72,5 \text{ см}$   
предельный изгибающий момент балки

$$M = R_u \cdot b \cdot X (h_0 - 0,5 \cdot X) + R_{np} \cdot h_n (b_n - b)(h_0 - 0,5 h_n) + R_a \cdot F_a (h_0 - a')$$

$$= 152 \cdot 10 \cdot 35 (132 - 35 \cdot 0,5) + 122 \cdot 15 (40 - 10) (132 - 0,5 \cdot 15) + 2400 \cdot 5,09 \cdot (132 - 8) = 154 \text{ тм} > 100 \text{ тм.}$$

2) По изгибающему моменту в 1/35 пролета:

арматура  $F_a = 4 \text{ } \phi 40 = 50,2 \text{ см}^2$ ;  $F'_a = 1 \text{ } \phi 18 = 2,545 \text{ см}^2$

бетон  $R_b = 175 \text{ кг/см}^2$ ;  $R_{np} = 122 \text{ кг/см}^2$ ;  $R_u = 152 \text{ кг/см}^2$

сечение  $H = 116 \text{ см}$ ;  $h_0 = 103 \text{ см}$ ;  $b = 10 \text{ см}$ ;  $b_u = 40 \text{ см}$ ;

$h_n = 15 \text{ см}$

высота сжатой зоны бетона  $X = 35 \text{ см} < 0,55 \cdot 103 = 56,7 \text{ см}$   
Предельный изгибающий момент  $M = 108 \text{ тм} > 82 \text{ тм}$ .



Таблица 3

Составление величин нагрузок на различные  
участках покрытия

№	Составление конструкции кровли	Вскрытие В 1 (в коньке покрытия)			Вскрытие В 2 (в четверти пролета)			Вскрытие В 3 (над опорой)			Проектные значения				Проверочные зна- чения			
		толщ. слоя мм	объемн. вес кг/м <sup>3</sup>	нагруз- ки кгс/м <sup>2</sup>	толщ. слоя мм	объемн. вес кг/м <sup>3</sup>	нагруз- ки кгс/м <sup>2</sup>	толщ. слоя мм	объемн. вес кг/м <sup>3</sup>	нагруз- ки кгс/м <sup>2</sup>	толщ. слоя мм	объемн. вес кг/м <sup>3</sup>	коэфф. пере- грузки	расч. нагруз- ки кгс/м <sup>2</sup>	толщ. слоя мм	объемн. вес кг/м <sup>3</sup>	расчет. нагруз- ки кгс/м <sup>2</sup>	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
1.	Гидроизоляцион- ный покров: I слой руберои- да, 3 слоя пер- гамма на об- штукенной мастике	Не определялись									-	12	1,1	13,2	-	12	13,2	
2.	Выравнивающая стяжка	26	1970	51,2	32	2080	66,6	35	2000	70	20	1800	1,2	43,2	35	2080	72,6	
3.	Утеплитель-пено- бетон	120	680	61,7	120	830	99,6	120	760	91,2	120	600	1,2	86,4	120	830	99,6	
4.	Пароизоляция - битумная обмаз- ка	Не определялись									-	5	1,2	6,0	-	5	6	
5.	Плиты покрытия ПКК (1,41 т)	толщ. плиты покры- тия мм	181									30	156	1,1	171,6	толщ. плиты мм	-	181
		40																

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
6. Заплата изоб пожеу лнтани		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19	1,1	20,9	-	20	22
7. Собственный вес балки		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	68,3	1,1	75	-	-	75
Итого:													416,3	469,5			
8. Смер												+100	1,4	140			140
ВСЕГО:													556,3	609,6			

3) По изгибающему моменту на расстоянии 2,8 м от опоры (в месте повреждения своеса полки):

$$\text{Арматура } \Gamma_{\text{дл}} = 4 \text{ } \# \text{ } 40 = 50,2 \text{ см}^2; F_{\text{дл}}' = 1 \text{ } \# \text{ } 18 = 2,545 \text{ см}^2$$

$$\text{Бетон } R_{\delta} = 175 \text{ кгс/см}^2; R_{\text{пр}} = 122 \text{ кгс/см}^2; R = 152 \text{ кгс/см}^2$$

Сечение  $H = 100 \text{ см}; h_0 = 87 \text{ см}; b = 10 \text{ см}; b = 25 \text{ см}$  (поврежденный свес полки не учитывается);

Высота сжатой полки  $X = 57,2 \text{ см} > 0,55 h_0 = 47,8 \text{ см}$ , т.е. сечение переармировано; Принимаем в расчет высоту сжатой зоны  $X = 47,8 \text{ см};$

$$M = 72,5 \text{ тм} > 65,0 \text{ тм}$$

4) Несущая способность наклонных сечений балки по поперечной силе с учетом переменной по длине балки высоты сечения.

$$\text{а) Бетон } R_{\delta} = 230,0,7 = 161 \text{ кгс/см}^2; R_{\text{н}} = 141 \text{ кгс/см}^2;$$

$$R_{\text{пр}} = 122 \text{ кгс/см}^2.$$

$$\text{Хомути } f_x = 2 \text{ } \# \text{ } 12 = 2,26 \text{ см}^2; R_{\text{ax}} = 2400,0,8 = 1900 \text{ кгс/см}^2; u = 11 \text{ см}.$$

Поперечная высота сечения на опоре 67 см, уклон 1/12

$$q_x = \frac{R_{\text{ax}} f_x}{u} = \frac{1900 \cdot 2 \cdot 2,26}{11} = 391 \text{ кг/см};$$

Длина проекции невыгоднейшего сечения

$$C_0 = \sqrt{\frac{0,15 R_{\text{н}} b \cdot h_0^2}{q_x}} = \sqrt{\frac{0,15 \cdot 141 \cdot 10 \cdot 67^2}{391}} = 49,2 \text{ см};$$

Средняя рабочая высота в пределах невыгоднейшего наклонного сечения  $h_{0\text{ср}} = 67 + 0,5 \cdot 49,2 \cdot \frac{1}{12} = 68 \text{ см}$

Предельное усилие в бетоне наклонного сечения

$$Q_{\delta} = \frac{0,15 \cdot R_{\text{н}} \cdot b \cdot h_{0\text{ср}}^2}{C} = \frac{0,15 \cdot 141 \cdot 10 \cdot 68^2}{49,2} = 19800 \text{ кг}$$

Изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через точку невыгоднейшего наклонного сечения в сжатой зоне:

$$M = 27,1,0,492 - 3,66,0,492,0,5 = 1286000 \text{ кгсм},$$

Рабочая высота в этом сечении равна:

$$h_0 = h_0 + C_0 \cdot \text{tg } \beta = 67 + 49,2 \cdot \frac{1}{12} = 71,1 \text{ см}$$

Усилие в свесах наклонной полки:

$$D_{cb} = \frac{b'_n - b}{b'_n} \cdot \frac{M - 0,5 q_x c(c-u)}{h_0 - 0,5 h'_n}$$

$$= \frac{40-10}{40} \cdot \frac{1286000 - 0,65 \cdot 391 \cdot 49 \cdot 2(49 \cdot 2 - 11)}{71,1 - 0,5 \cdot 15} = 10800 \text{ кг} <$$

$$< (b'_n - b) h'_n R_{np} = (40-10) \cdot 15 \cdot 113 = 50500 \text{ кг}$$

Прочность наклонного сечения:

$$q_x(c-u) + D_{cb} t q_{\beta} + Q_{\delta} = 391 \cdot (49 \cdot 2 - 11) - 10800 \cdot \frac{1}{12} + 19800 = 35,6 \text{ т} > Q = 27,1 \text{ т.}$$

то есть прочность по поперечной свле обеспечена.

$$б) \text{ Бетон } R_b = 160 \cdot 0,7 = 112 \text{ кгс/см}^2 \quad R_u = 98 \text{ кгс/см}^2$$

$$R_{np} = 78,4 \text{ кгс/см}^2$$

$$\text{Хомути } f_x = 2 \# 12 = 2,26 \text{ см}^2; R_{ax} = 1900 \text{ кг/см}^2;$$

$$u = 11 \text{ см}$$

$$q_x = 391 \text{ кг/см}; C_0 = 41 \text{ см}; h_{0cp} = 68,7; Q_{\delta} = 16900 \text{ кг}$$

$$M = 1080000 \text{ кгсм}; h_0 = 70,4 \text{ см}; D_{cb} = 1000 \text{ кг} < 35200 \text{ кг}$$

Прочность наклонного сечения:

$$Q = 391 \cdot 30 - 10000 - \frac{1}{12} + 16900 = 29,45 > Q = 27,1 \text{ т.}$$

$$в) \text{ Бетон } R_b = 112 \text{ кгс/см}^2; R_u = 98 \text{ кгс/см}^2;$$

$$R_{np} = 78,4 \text{ кгс/см}^2$$

$$\text{Хомути } f_x = 2 \# 12 = 2,26 \text{ см}^2; R_{ax} = 1900 \text{ кгс/см}^2; u = 15 \text{ см}$$

$$q_x = \frac{1900 \cdot 2,26}{15} = 286 \text{ кг/см}; C_0 = \sqrt{\frac{0,15 \cdot 98 \cdot 10 \cdot 67^2}{286}} = 48$$

$$h_{cp} = 67 + 0,5 \cdot 48 \cdot \frac{1}{12} = 69 \text{ см}; Q_{\delta} = \frac{0,15 \cdot 98 \cdot 10 \cdot 67^2}{48} = 14600$$

$$M = 27,1 \cdot 0,48 - 3,66 \cdot 0,48^2 \cdot 0,5 = 12,58; h_0 = 71 \text{ см}$$

$$D_{cb} = 0,75 \cdot \frac{12580000 - 0,5 \cdot 286 \cdot 48(48-15)}{71 - 0,5 \cdot 15} = 12200.$$

Прочность наклонного сечения:

$$Q = 286 \cdot 33 + 12200 \cdot \frac{1}{12} + 14600 = 25,0 \text{ т} < Q = 27,1 \text{ т.}$$

То есть при фактической прочности бетона II2 кгс/см<sup>2</sup>, несущая способность балки по наклонному сечению недостаточна.

5) Определение ширины раскрытия наклонных трещин:

а) Бетон  $R_d = 0,7 \cdot 230 = 161$  кгс/см<sup>2</sup>;  $R_u = 141$  кгс/см<sup>2</sup>  
Хомути 2  $\phi$  I2A-II;  $u = 11$  см.

Коэффициент насыщения поперечными стержнями:

$$\mu = \frac{2 \cdot 26}{10 \cdot 11} = 0,0205$$

$$h_x = 0,7; d_x = 1,2 \quad I$$

$$\ell_t = \frac{I}{\frac{3\mu}{h_x d_x}} = \frac{3 \cdot 0,0205}{0,7 \cdot 1,2} = 13,7; \quad t = \frac{Q}{bh} = \frac{27100}{68 \cdot 10} = 40$$

Ширина раскрытия трещин

$$\alpha = 4 \cdot \frac{t^2 \ell_t}{(\mu_x + \mu_o) E_a R_u} = \frac{4 \cdot 40^2 \cdot 13,7}{0,0205 \cdot 2100000 \cdot 141} = 0,014 \text{ см} =$$

0,14 мм.

б) Бетон  $R_d = 0,7 \cdot 160 = 112$  кг/см<sup>2</sup>;  $R_u = 98$  кгс/см<sup>2</sup>  
Хомути 2  $\phi$  I2A-II;  $u = 15$  см.

$$\mu_x = 0,015; \quad h_x = 0,7; \quad d_x = 1,2;$$

$$\ell_t = \frac{I}{\frac{3 \cdot 0,015}{0,7 \cdot 1,2}} = 18,7 \quad t = 40$$

$$\alpha_t = \frac{4 \cdot 40^2 \cdot 18,7}{0,015 \cdot 98 \cdot 2100000} = 0,039 \text{ см} = 0,39 \text{ мм.}$$

#### В Н В О Д Н:

1. Несущая способность балки в середине пролета по изгиб-моменту, с учетом уточненных параметров, составила 15 т, т.е. достаточна для восприятия внешнего момента 100 тм от реальных нагрузок покрытия здания.

2. Разрушение свеса верхней полки, образовавшееся в 3 м от опоры, имеет характер механического повреждения, которое могло быть допущено при транспортировании или монтаже балки. Пове-

рочный расчет, выполненный с учетом имеющегося ослабления полки, показывает, что несущая способность балки по этому сечению достаточна для восприятия внешнего изгибающего момента от нагрузки на покрытии здания.

3. Несущая способность балки по поперечной силе при прочности бетона  $161 \text{ кгс/см}^2$  ( $R_{\text{н}} = 141 \text{ кгс/см}^2$ ) и шага хомутов II см составляет 35,6 т и достаточна для восприятия усилий от реальных нагрузок покрытия. В случае снижения прочности бетона до  $112 \text{ кгс/см}^2$  ( $R_{\text{н}} = 98 \text{ кгс/см}^2$ ), при том же шаге хомутов, прочность балки понизится до 29,4 т, но еще не достигнет минимального предела 27,1 т.

4. При прочности бетона  $112 \text{ кгс/см}^2$  и хомутах  $\phi 12$  А-П, с шагом 15 см, несущая способность наклонного сечения балки, назначаемого от края опоры, составила бы 25 т. Даже если принять расчетное сопротивление арматуры хомутов равным  $2150 \text{ кгс/см}^2$ , то несущая способность составит 26 т и будет недостаточна [19].

Имеющаяся в натуре сильно раскрытая наклонная трещина начинается, примерно, на расстоянии 2 м от опоры, где рабочая высота сечения равна 75 см. Несущая способность по наклонному сечению на этом участке, при прочности бетона  $112 \text{ кгс/см}^2$  и шаге хомутов 15 см, составляет около 30 т.

5. Большое раскрытие трещин на одной стороне балки объясняется увеличенным боковым защитным слоем бетона, за счет сдвига арматурного каркаса к другой стороне.

Фактическая величина раскрытия трещин в балке несколько больше величин, определенных расчетом. Наибольшее расхождение получилось в определении величины раскрытия наклонной трещины. Причиной ее образования могла быть недостаточная прочность бетона в момент загрузки балки; во всяком случае трещина выявила или более слабый участок конструкции и по прочности бетона и по поперечному армированию.

Согласно указаниям по проведению обследований балок серии ПК-01-05, имеющиеся в балке трещины не превышают величин, допустимых для этого типа конструкций. Лишь на участке балки у опоры В раскрытие косой трещины превышало допустимую величину.

## РЕКОМЕНДАЦИИ

Для обеспечения дальнейшей надежной эксплуатации конструкции следует выполнить следующие мероприятия:

1) Опорный участок балки на длине проекции наклонной трещины раскрытием 0,8-1,0 мм усилить, согласно серии ЦК-01-05 вып.2, наружными хомутами из стержней  $\phi$  16 мм Ст.3, с шагом 20 см. Выключение в работу обеспечивается натяжением болтов (рис. I2a).

2) Участок верхней полки на длине поврежденного свеса следует отремонтировать обоймой из двух швеллеров, охватывающей полку по бокам, с тщательным пророботонированием полости между ними (рис. I2б). Предварительно этот участок очистить от пыли, побелки, штукатурки, отслаивающегося бетона. Затем промывать водой под давлением и только после этого монтировать швеллеры, которые будут служить одновременно опалубкой и конструкцией усиления.

### II. Предварительно напряженные подстропильные балки пролетом 12 м

На одном из заводов железобетонных изделий было проведено обследование предварительно напряженных железобетонных балок.

История вопроса. Со времени окончания строительства и начала эксплуатации цеха прошло пять лет. Особенности работы конструкций является повышенная влажность и высокая температура в цехе из-за утечки пара из пропарочных камер. В журналах техника-строителя здания отмечено, что на третий год после пуска цеха в балках появились трещины: в одних - вертикальные, переходящие в стенку, а в других - горизонтальные, вдоль нижнего пояса. Через год количество балок с такими трещинами увеличилось. Это послужило причиной проведения детального натурного обследования.

Непосредственное обследование балки проводилось с мостовых кранов и подкрановых путей, по которым укладывался легкий съемный настил.

Осмотр показал, что балки имеют заводскую маркировку БПН-4, их номера и дата изготовления совпадают с записями в паспортах и на схеме монтажа. Поверхность балок ровная, незакопченная. Так как здание бесфонарное, то при осмотре балок средних пролетов, дан

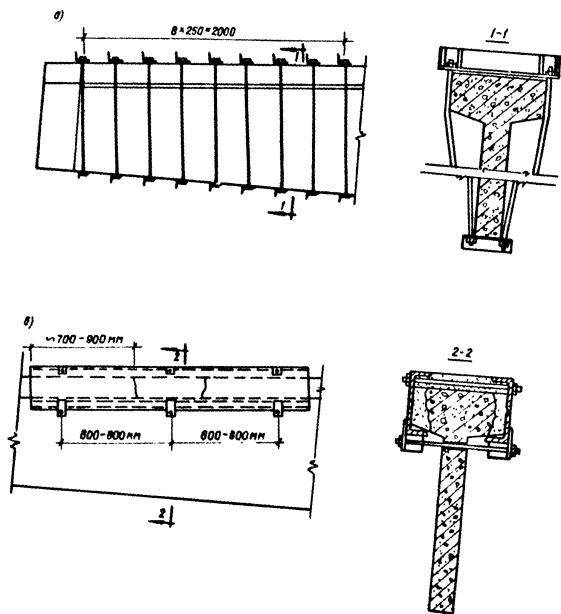


Рис.12. Способы усиления балки:

- а) усиление опорного участка наружными натягаемыми хомутами,
- б) усиление обшивкой поврежденного участка полки.



в дневное время, приходилось пользоваться подсветкой.

Технический архив. Производственный корпус завода ЖБИ представляет собой пятипрелатное одноэтажное бесфонарное прямоугольное в плане здание с сеткой колонн  $12 \times 18$  м, длиной корпуса 114 м. Железобетонные 18 метровые стропильные фермы, расположенные с шагом 6 м, несут плиты ПКК и утепленную кровлю. По средним рядам зданий фермы опираются на сборные железобетонные предвартельно напряженные подстропильные балки ПБН-4 пролетом 12 м серии ПК-01-17 вып.2, предназначенные для покрытий промышленности и зданий с нормативной сосредоточенной нагрузкой от веса ферм и покрытия - 67 т.

Балки ПБН-4 с верхним горизонтальным и ломаным нижним поясом имеют: опорные участки (длиной один метр), прямоугольного сечения, в пролете - двутаврового сечения с шириной верхнего и нижнего пояса 500 мм, толщиной стенки 100 мм. Высота на опоре - 500 мм, в середине пролета - 1700 мм. Проектная марка бетона - 400. Предварительно напряженная арматура - шесть пучков по 15 шт. высокопрочной проволоки  $\phi$  5 мм в каждом - расположена в каналах нижнего пояса.

На все подстропильные балки представлены заводские паспорта, подтверждающие соответствие этих изделий рабочим чертежам, в части армирования и прочности бетона - наименьшая прочность бетона после пропарки 298 кгс/см<sup>2</sup>.

Представленные документы на монтаж конструкций не содержат никаких замечаний по качеству балок в момент производства строительных работ, не было таких замечаний и при приемке здания.

При непосредственном обследовании все обнаруженные дефекты были занесены в сводную схему (рис.13). Состояние каждой из 48 балок отражено в табличной ведомости, где перечислены (со ссылкой на схему) дефекты, данные по контрольному замеру основы и сечений, прочность бетона приопорных участков и верхнего пояса и средней части пролета. Обследование показало:

1) В 14 балках по боковым и нижней граням нижних поясов имеются продольные трещины, идущие, примерно, вдоль каналов, протяженностью до 2-3 м с шириной раскрытия от 0,3-0,8 мм до 1,0-1,2 мм. Эти трещины могут быть объяснены коррозией арматуры, вследствие агрессивных воздействий на нее через трещины и

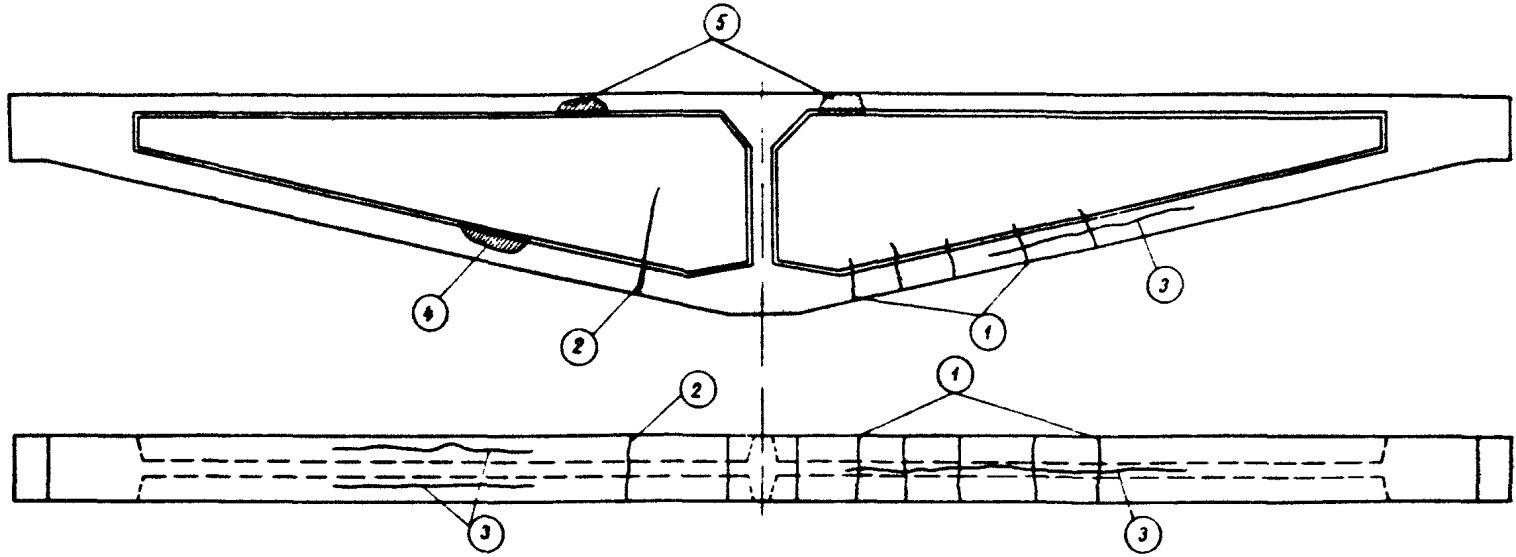


Рис. 13 Характерные дефекты в литейной балке.

1-трещины от недостаточного натяжения арматуры и от пересушки конструкции, 2-трещины от недостаточного сцепления раствора с напрягаемой арматурой в канавках; 3-трещины от подрезки арматуры в канавках и технологических дефектов производства. 4-слой в нижней полке с обматыванием пучков в канавках, 5-слой верхней полки.

пористости в бетоне, особенно при дефектах в защитном слое и в растворном заполнении каналов. Металл, увеличивающийся в объеме при развлении, рвет защитный слой бетона, образуя трещины вдоль каналов.

Подобные трещины иногда возникают в зимнее время при замерзании свежей инъекции, если балки сразу после инъектирования каналов выставляются из помещения на открытый склад. В данном случае это не могло иметь места, так как трещины были бы замечены с самого начала — при поставке на строительство или в процессе монтажа, или при приемке здания.

2) В трех балках отмечены поперечные трещины в нижнем поясе, раскрытием 0,05–0,2 мм, расположенные, примерно, через 500 мм. Такие трещины характерны при недонапряжении предварительно напряженной арматуры или в случае перегрузки конструкции.

3) В 5 из 14 балок имеются редкие вертикальные трещины в середине пролета раскрытием до 0,8–1,2 мм, переходящие в нижнего пояса в стенку. Такие трещины возникают при наличии пустот в заполнении каналов или при нарушении сцепления арматуры с растворной инъекцией.

4) В 6 из 14 балок отмечены сколы в свесах нижней полки и, имеется несколько сколов до каналов, в которых видны оголенные и корродирующие пучки арматуры.

5) В 9 балках имеются угловые сколы в свесах верхней полки, в двух из них отмечены боковые отколы в верхнем поясе на всю высоту полки глубиной до 45 мм.

В 31 из 48 балок в нижнем поясе не обнаружено никаких дефектов.

Оценка прочности бетона определялась эталонным методом с помощью склерометром Шмидта и выборочно ( в 25% ) ультразвуковым прибором УКБ-1. Тарировка прибора УКБ-1 выполнена на бетоне того же состава, что и в балках, для чего из нижнего пояса трех подстропильных балок выпилены небольшие образцы, из которых в результате обработки образцов шлифовальным камнем, получены кубики 5х5х5 см. Приведенная средняя прочность образцов при испытании на прессе составила 460 кг/см<sup>2</sup>.

Прочность бетона в большинстве подстропильных балок с учетом поправки на неточность приборов, выше 400х0,7=280 кг/см<sup>2</sup>,

в некоторых она равнялась  $600 \times 0,7 = 420$  кгс/см<sup>2</sup>. В тех балках, у которых имелись сколы в верхней полке, была определена прочность бетона вблизи этих окол, причем, наилучший результат равнялся  $380 \times 0,7 = 266$  кгс/см<sup>2</sup>, а наименьшая прочность бетона в балках оказалась равной  $360 \times 0,7 = 250$  кгс/см<sup>2</sup>.

- **Фактическое армирование.** Заводские паспорта гарантируют ответственность армирования конструкций проекту. При обследовании были осмотрены все места оголений пучков арматуры нижней полки балки. В результате установлено диаметр примененной проволоки - 5 мм, количество проволок - в двух сколах - 15 шт., проволоки и арматурных пучков повреждены коррозией, несколько проржавевших проволок разорваны. Судя по открытым в сколах каналам, инъекция выполнена некачественно, раствор неплотный, имеются пустоты. Установить степень повреждения арматуры невозможно, так как для этого потребовалось бы полное раскрытие каналов.

В двух балках, имеющих трещины вдоль нижнего пояса, сделана контрольная пробивка по трещине до канала, которая показала, что канал заинъецирован неравномерно, проволоки в пучке проржавели. Каналы в сечении нижнего пояса смещены вниз, в результате чего защитный слой уменьшился.

**Фактическая нагрузка,** определенная путем контрольных вскрытий утепленной кровли и обмером сечений конструкций, равна 55т, составляет 82% от проектной нормативной нагрузки.

Фактические размеры балок отличаются от проектных только в части уширения полок на 20-40 мм, в нескольких балках зафиксирована ширина сечения 560 мм вместо 500 мм. Высота балок и а опорах 510-530 мм, высота в середине пролета 1700-1740 мм, высота охватой полки больше проектной величины на 10-20 мм.

Для определения влажности и температуры воздуха в каждом пролете цеха непосредственно на подстропильные балки были установлены гегрографы и термографы. Выявлено, что относительная влажность воздуха цеха, в зависимости от режима работы пропарочных камер и утечки пара, изменяется в пределах от 64 до 98%, температура от 24° до 38°С.

**Поверочный расчет.** Сравнение фактической геометрии сечений материалов конструкции с ее проектными расчетными параметрами, показывает, что они не ниже проектных. Фактические нагрузки для балок ПБН-4 составляют только 82% от проектной величины. Так и

образом, необходимость в расчетной проверке действительной прочности, трещиностойкости и деформативности при фактической нагрузке отпала.

Проверка прочности сделана лишь для балки с поврежден и е м верхней полки односторонним сколом на глубину до 45 мм. П р и этом учтено, что прочность бетона на этом участке несколько выше, а ширина сечения больше проектной на 30 мм. Расчет показал, что прочность такой балки, даже по ослабленному сечению доста - точна.

Так как оценить степень коррозионного повреждения преднапряженной арматуры в каналах невозможно, расчетная проверка степени влияния такого ослабления на характеристики балки не может быть сделана.

### В Ы В О Д Ы:

1. Геометрические размеры, прочность бетона и выполненное армирование соответствуют проекту

2. Действующая нагрузка находится в пределах нормы.

3. Неплотность раствора при заполнении в закрытых каналах не может быть учтена обследованием.

4. Проверочные расчеты, выполненные с учетом основных факти - ческих параметров балок, показали их достаточную надежность при восприятии имеющихся нагрузок, но они характеризуют лишь состояние балок в начальном периоде их работы. К моменту проведения и и я обследования существующие условия эксплуатации и наличие дефек - тов в защитном слое бетона способствовали развитию коррозии и частичному разрушению арматуры.

5. Определить степень повреждения и место наибольшего разру - шения арматуры, находящейся в закрытых каналах, и устранить де - фекты инъектирования, не представлялось возможным. Поэтому б и л о принято решение об усилении всех 17 подстропильных балок, в ко - торых имеются признаки коррозионного разрушения арматуры. З а остальными балками установили систематическое наблюдение, а нив - ные полки и приопорные участки были покрыты антикоррозийным по - крытием.

### Р Е К О М Е Н Д А Ц И И

Ввиду того, что сжатая зона балок, даже при имеющихся в ней повреждениях, не нуждается в усилении, принято решение произвес -

ти усиление только растянутой зоны. Конструкция усиления балки представляет собой (рис. 14) затяжку из двух пакетов арматуры. Затяжка располагается вдоль нижнего пояса балки и приваривается к муфтам из листовой стали. Муфта охватывает пропор и м е участки балок. В средней части нижнего пояса на балке установлен специальный элемент для напряжения затяжки. Включение конструкции усиления в работу осуществляется оттяжкой этого элемента вниз. При этом усилие сжатия передается на верхнюю полку сачки через конические муфты.

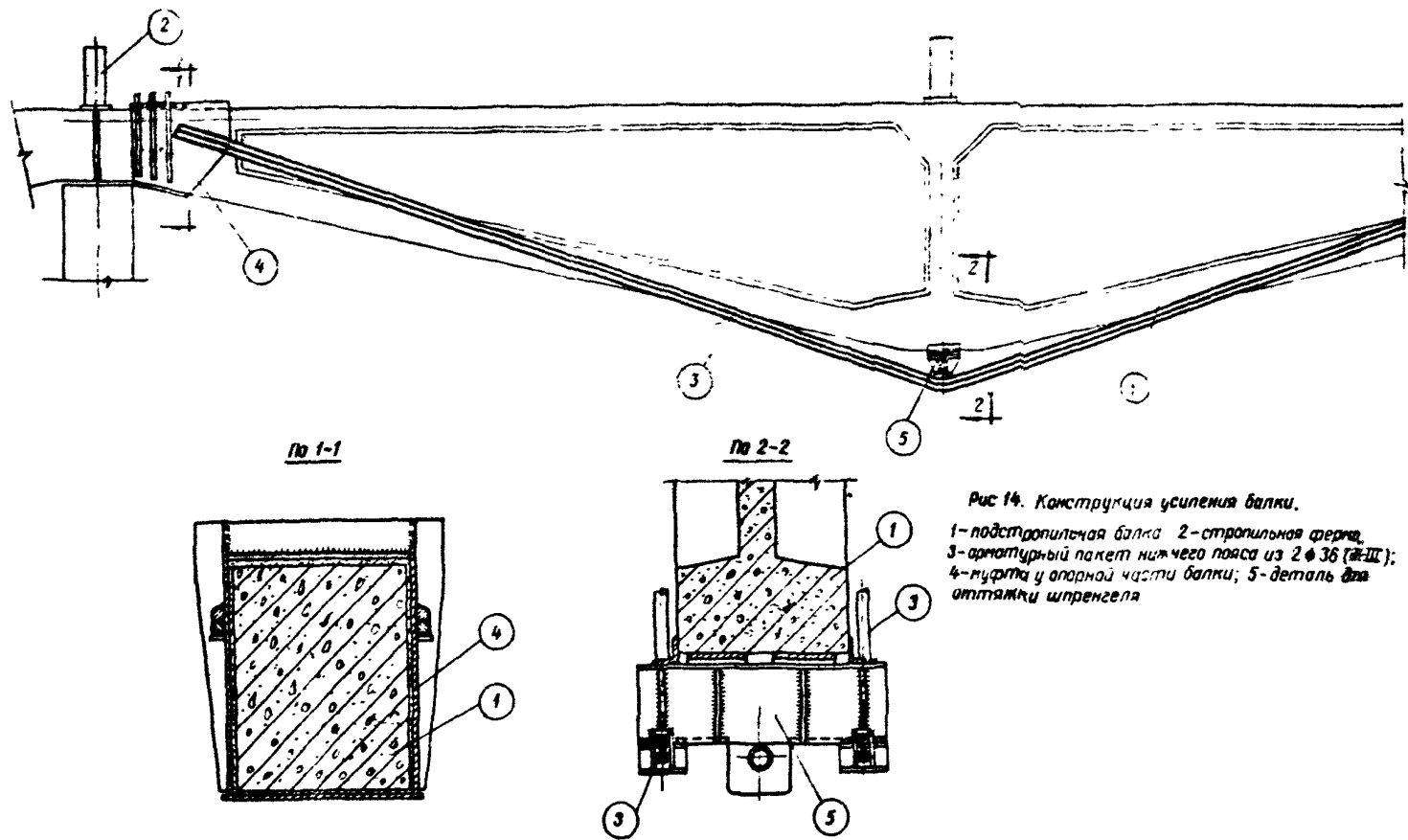


Рис 14. Конструкция усиления балки.  
 1-подстропильная балка 2-стропильная ферма,  
 3-арматурный пакет нижнего пояса из 2  $\phi$  36 (А-III);  
 4-узлы у опорной части балки; 5-деталь для  
 оттяжки шпренгеля

**МЕХАНИЧЕСКИЕ ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЧНОСТИ  
БЕТОНА НЕРАЗРУШАЮЩИМ МЕТОДОМ**

Наименование прибора	Изготовитель прибора	Вес прибора кг.	Примерная стоимость (руб.)	Примечание
1	2	3	4	5
Эталонный молоток НИИМостроя (конструкции Камкарова)	Экспериментальный механич. з-д НИИМостроя, Москва, Первые Раменки, 40	0,9 (без комплекта 40 стержней $\varnothing 10$ мм $\rho = 150$ мм)	43	
Прибор ХПС (Энергия удара 0,5/0,125 кгм)	ГДР	Около 4		Прибор снят с экспортных поставок
Склерометр Кремиковец (энергия удара 0,5 кгм)	Болгария	1,3		
Склерометр Шмидта тип N, модификация для обычного бетона, энергия удара 0,222 кгм	Швейцария, Франция и др. страны	1,1		
Склерометр КМ (энергия удара 0,222 кгм)	Эксперим. механич. з-д ЦНИИСК Госстроя СССР, Москва, К-369, 2-я Институтская, 6	1,9	120	Чертежи разработаны ЭКБ ЦНИИСК



1	2	3	4	5
Прибор НИИЖБ - гидравлич. штампы конструкции Хайдукова, Годер и др.	НИИЖБ, Москва, 1-389, 2-я Институтская, д.5	8-12		Чертежи разработаны ЭКБ ЦНИИСК и НИИЖБ
ГПНВ-5 - гидравлический пресс-насос Вольфа	Опытный з-д Промстрой-НИИпроекта г.Донецк, Университетская, 122	8-10	500	
Маркиновый молоток НИИМосстрой конструкции И.А. Физделя	Экспериментальный механич.з-д НИИМосстрой, Москва, Первые Раменки, 40	0,2	5	

## Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Указания по проведению обследования сборных железобетонных балок серии ПК-01-05 и по определению необходимости и способов их усиления (НМ-008), Госстрой СССР, 1964.
2. Восстановление основных конструкций зданий и сооружений и А, Стройиздат, 1947.
3. Анализ работ железобетонных конструкций в условиях эксплуатации, НИИЖБ, 1970.
4. ГОСТ 8829-66. Детали железобетонные сборные. Методы испытаний и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости, Стандартгиз, 1966.
5. Временные указания по контролю и оценке прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных изделий и конструкций неразрушающими методами (СН-417-70), Стройиздат, 1971.
6. Камбаров К.П. Контроль прочности бетона и раствора в изделиях и сооружениях, Стройиздат, 1967.
7. Указания по испытанию прочности бетона в конструкциях и сооружениях неразрушающими методами с применением приборов механического действия (РУ 171-67). "Будивельник", Киев, 1968.
8. ГОСТ 10180-67 Бетон тяжелый. Методы определения прочности.
9. Рекомендации по проведению операционного контроля качества при изготовлении и изготовленных бетонных и железобетонных изделий неразрушающими методами, Стройиздат, 1970.
10. Временные указания по методике испытания на растяжение высокопрочной арматуры из проволоки и катанки, Госстройиздат, 1969.
11. СНиП I-B.4-62. Арматура для железобетонных конструкций, Госстройиздат, 1963.
12. Указания по применению в железобетонных конструкциях стержневой арматуры (СН 390-69), Стройиздат, 1969.

13. Инструкция по методике испытаний на прочность и жесткость железобетонных деталей сборных конструкций (И-210-56), Госстройиздат, 1956.
14. Технические условия по контролю прочности и жесткости железобетонных деталей сборных конструкций (ТУ-204-54), Госстройиздат, 1956.
15. Указания по испытанию опытных железобетонных конструкций, Госстройиздат, 1959.
16. Указания по производственным испытаниям крупноразмерных и предварительно напряженных железобетонных конструкций (У-1-62), Госстройиздат, 1962.
17. Нормы и технические указания по испытанию сооружений (вторая редакция проекта норм). Труды ЛИСИ, вып.40, 1963.
18. Якубовский Б.В., Ермолаев Н.Н., Акриния Д.В. Испытание железобетонных конструкций и сооружений, "Высшая школа", 1965.
19. СНиП П-В.1-62. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования, Госстройиздат, 1962.
20. Инструкция по проектированию железобетонных конструкций, Стройиздат, 1968.
21. Мизерник Б.Н., Рыбаков В.Д. Измерение деформаций подкрановых конструкций и величина боковых воздействий мостовых кранов, сборник "Расчет и исследование открытых крановых стоек" под ред. Д.А. Коршунова, "Будивельник", Киев, 1968.

#### ЛИТЕРАТУРА ПО АНТИКОРРОЗИОННОЙ ЗАЩИТЕ

22. СН-262-68 "Указания по проектированию антикоррозионной защиты строительных конструкций промышленных зданий в производстве с агрессивными средами.
23. СН-300-65 "Указания по проектированию полов производственных, жилых, общественных и вспомогательных зданий.
24. СНиП I-В.27-62 "Защита строительных конструкций от коррозии. Материалы и изделия, стойкие против коррозии", Госстройиздат, 1962.

25. СНиП Ш-В.6-62 "Защита строительных конструкций от коррозии. Правила производства и приемки работ", Гостройнадат, 1962.
26. Инструкция по защите арматуры железобетонных конструкций от коррозии, Госстройнадат, 1962.
27. Инструкция по защите стальных и железобетонных строительных конструкций с лакокрасочными покрытиями, Стройнадат, 1964.
28. Инструктивные указания по технике безопасности при производстве антикоррозионных работ, Стройнадат, 1966.
29. Временные указания по защите железобетонных конструкций от воздействия смазочных масел и охлаждающих эмульсий, 1966.

Опечатки

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
11	11-я сверху	ее	их
13	4-я снизу	причины	величину
32	21-я сверху	одинаковое	одинаковы
36	6-я "	работу	работе
49	1-я снизу	сказать	искажить
63	13-я "	техника-строителя	техника-смотрителя
65	4-я сверху	длиной	длина
67	10-я снизу	Оценка прочности	Прочность

## СО Д Е Р Ж А Н И Е

Стр.

### ВВЕДЕНИЕ

I. Цели натурных обследований железобетонных конструкций . . . . .	5
II. Предварительный осмотр . . . . .	6
III. Ознакомление с проектно-технической документацией . . . . .	8
IV. Непосредственное обследование . . . . .	10
У. Оценка прочности бетона . . . . .	18
VI. Выяснение фактического армирования . . . . .	25
VII. Определение фактических нагрузок и воздействий	31
VIII. Натурные испытания . . . . .	36
IX. Примерная направленность поверочных расчетов	38
X. Особенности обследования конструкций, подверженных воздействиям агрессивных сред . . . . .	39

### ПРИЛОЖЕНИЕ I

#### Примеры обследования железобетонных конструкций

I Сборные стропильные балки пролетом 15 м ...	49
II Предварительно напряженные подстропильные балки пролетом 12 м . . . . .	63

### ПРИЛОЖЕНИЕ 2

2. Сведения о механических приборах для определения прочности бетона без разрушения . . . . .	72
3. ЛИТЕРАТУРА . . . . .	74

### РЕКОМЕНДАЦИИ

по натурным обследованиям железобетонных конструкций  
г. Москва К-389, 2-я Институтская, 6

Отдел экономики, информации и производства работ  
опорных пунктов БВ при НИИЛБ Госстроя СССР

Л-4568..... подписано к печати 18.2.72.

Заказ 480.... тираж 500 экз. Цена 0-16,497....

Производственно-экспериментальные мастерские ЦИНИС  
Госстроя СССР