

Dr inż. JĄN AUGUSTYN
Inż. EUGENIUSZ ŚLEDZIEWSKI

awarie konstrukcji stalowych

ARKADY — Warszawa 1976

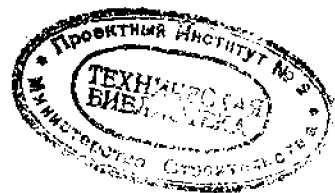
Я. АУГУСТИН
Е. ШЛЕДЗЕВСКИЙ

4-9

Аварии СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Перевод с польского
Д. Д. ПОПОВА

41225



МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1978

	Стр.
Предисловие к русскому изданию	5
Предисловие	8
Глава 1. Общие условия надежности стальных конструкций	9
1.1. Понятие надежности и аварийности конструкций	9
1.2. Классификация причин аварий конструкций	11
1.3. Механизм разрушения конструкций	12
1.4. Изучение причин аварий конструкций	14
1.4.1. Анализ проекта конструкций	14
1.4.2. Изучение поврежденных конструкций	15
1.5. Общественные и технические последствия аварий	18
Глава 2. Аварии, вызванные применением несоответствующих материалов	19
2.1. Стали с несоответствующими механическими свойствами	20
2.2. Стали с недостаточными сварочными свойствами	21
2.3. Стали, подверженные хрупкому разрушению	28
2.3.1. Условия возникновения хрупких разрушений в кон- струкциях	28
2.3.2. Аварии, вызванные хрупким разрушением стали	30
Глава 3. Аварии, вызванные ошибками в проектировании	43
3.1. Неправильное определение нагрузок	45
3.2. Неправильное определение размеров элементов	58
3.3. Неправильное проектирование элементов	75
3.4. Аварии конструкций многопролетных цехов	96
3.4.1. Плоские сплошные перекрытия	96
3.4.2. Шедовые перекрытия	97
3.4.3. Перекрытия ломаного профиля в виде арки и пря- моугольные	99
3.4.4. Вантовые перекрытия	100
3.4.5. Поперечная конструкция перекрытия	101
3.4.6. Участки перекрытия в блочном монтаже	102
Глава 4. Аварии, вызванные ошибками при изготовлении	103
4.1. Ошибки изготовления, причинами которых являются кон- структивные решения	106
4.2. Ошибки изготовления, причинами которых являются не- правильная организация работ и недостаточный контроль	113
Глава 5. Аварии, происшедшие из-за потери устойчивости кон- струкций в процессе монтажа	122
5.1. Потеря устойчивости из-за неправильных конструктивных решений	122
5.1.1. Недостаточное раскрепление конструкций	123
5.1.2. Недостаточная жесткость опор и рамных конструкций	129
5.2. Потеря устойчивости из-за ошибок при монтаже	131
5.2.1. Неправильная очередность монтажа конструкций	131
5.2.2. Неправильное выполнение монтажных соединений	143
5.2.3. Неправильная рихтовка элементов	150

Глава 6. Аварии, вызванные условиями эксплуатации	151
6.1. Изменение условий работы	152
6.1.1. Изменение нагрузок	152
6.1.2. Изменение статической схемы	161
6.2. Длительное воздействие разрушающих факторов	164
6.2.1. Коррозия стали	164
6.2.2. Усталостное разрушение стали	168
6.2.3. Воздействие высоких температур	173
Список литературы	176

Рекомендовано к изданию Главным техническим управлением
Министерства монтажных и специальных строительных работ
СССР
Научный редактор *Е. Н. Селезнева*

Аугустин Я., Шледзевский Е. Аварии стальных конструкций. Пер. с польск. М., Стройиздат, 1978. 183 с.

В книге даны описание и анализ более 50 случаев поврежденных и обрушений различных видов строительных металлических конструкций, которые произошли в ПНР главным образом после второй мировой войны. Обсуждаются вопросы обеспечения надежности строительных металлических конструкций. Приводятся поучительные подходы по анализу фактического материала аварий.

Книга предназначена для инженерно-технических и научных работников, а также студентов строительных специальностей.

Рис. 235, список лит.: 143 назв.

© Arkady, 1976

© Перевод на русский язык, Стройиздат, 1978

ПРЕДИСЛОВИЕ К РУССКОМУ ИЗДАНИЮ

Характерной чертой современной научно-технической революции является быстрый рост и развитие новых отраслей промышленности и связанный с этим огромный размах строительства. Среди строительных сооружений значительное место занимают стальные конструкции. Сталь как строительный материал отличается высокими прочностными свойствами, технологичностью. Для многих областей техники стальные строительные конструкции являются, как правило, наиболее надежными. Однако в условиях развернувшегося строительства проблема создания надежных стальных конструкций стоит еще очень остро. Это связано с тем, что конструктивные формы их исключительно разнообразны, нагрузки и воздействия во многих случаях близки к предельным, а условия эксплуатации весьма сложны из-за расширившихся границ климатических и географических районов строительства.

Если раньше при проектировании стальных конструкций проблемы прочности и устойчивости решали путем ограничения допустимых или предельных нагрузок, то в современных условиях для обеспечения надежности конструкций стали применять новейшие достижения и статистические методы исследований, используемые в других областях техники. Для реализации этих методов требуется значительный объем статистических данных о работе строительных конструкций, поэтому в мировой практике возрос интерес к сбору, обработке и обобщению информации, касающейся этой области.

Книгу «Аварии стальных конструкций» прочтут с интересом все, кто связан с проектированием, производством и эксплуатацией стальных конструкций.

Анализ аварий строительных конструкций, представляющий собой целый материал, который характеризует предельную работу конструкций или их частей, служит как бы натурным экспериментом, поставленным самой жизнью в реальных условиях производства или эксплуатации сооружений.

Основное достоинство книги — описание большого числа случаев повреждений и обрушений различных видов стальных строительных конструкций, которые произошли в ПНР.

Книга интересна для читателей анализом, которым авторы сопровождают все описанные случаи аварий, результатами проведенных в каждом конкретном случае исследований, подробным описанием различных обстоятельств, связанных с аварией. Материал книги позволяет читателю самостоятельно проанализировать каждый случай и составить собственное мнение о нем.

В книге подчеркивается, что большая часть аварий возникает в результате ошибок при проектировании, плохого качества изготовления, упущений при монтаже и ошибок при эксплуатации, а также из-за неизученности работы конструкции и материалов.

Анализируя причины аварий и описывая связанные с ними различные обстоятельства, авторы собрали ценнейший материал для отрасли строительных металлоконструкций, который позволяет выявить, где и какие упущения имеются в работе отрасли, как можно улучшить организацию работ, на каких этапах создания конструкций заняты наиболее слабо подготовленные инженерно-технические кадры.

По мнению авторов, больше половины случаев аварий произошли по вине проектировщиков. Такой вывод настораживает. Анализ причин аварий стальных конструкций, выполненный в СССР [105], показал, что в нашей стране из-за ошибок проектирования происходит около 26—28% аварий. Это означает, что ошибки инженерно-технических работников на всех этапах создания сооружений — проектирования, изготовления, монтаже и эксплуатации —

возникают в среднем с одинаковой частотой. По-видимому, и в ПНР нет такого положения, чтобы кадры проектировщиков имели более низкую квалификацию по сравнению с технологами-изготовителями или монтажниками. Судя по материалам книги, авторы к вине проектировщиков относят обстоятельство, которое в незначительной степени зависит от них. Например, в вину проектировщикам ставят неизученность явления (например, резонансных колебаний); отсутствие правил и форм проектирования, заложенных в проекте; неправильную или несовершенную технологию эксплуатации конструкций или производства работ при изготовлении и монтаже конструкций.

Опыт строительства показывает, что важную роль в создании надежных конструкций играет правильное взаимодействие и понимание своих и смежных обязанностей и возможностей всеми работниками, занимающимися проектированием, изготовлением, монтажом и эксплуатацией сооружений. Организация-заказчик должна решать все вопросы, связанные с правильной эксплуатацией конструкций и согласовывать их с проектировщиками. При этом должно составляться техническое задание на проектирование, а параллельно с разработкой проекта конструкции — вестись разработка проекта производства работ. Не проверенные ранее в изготовлении конструктивные решения согласовываются с заводскими инженерами-технологами. Правильная организация работ осмивается на опыте и, в частности, на допущенных ошибках, поэтому выводы по случаю каждого повреждения, а тем более по аварии, должны завершаться разработкой соответствующих мероприятий по конкретному улучшению работы отрасли.

Анализируя последствия повреждений и аварий, авторы книги предлагают рассматривать надежность строительных конструкций с позиций общей теории надежности технических устройств и производить количественную оценку этого свойства, вычисляя вероятность безотказной работы конструкций.

Предлагается также заменять взаимодействие между элементами строительных конструкций их логическими связями, характеризующими безотказную работу системы в зависимости от работоспособности или неисправности элементов, и строить структурные схемы надежности. Показано, что на основе такого анализа можно выявлять конструктивные схемы сооружения, которые не подвержены распространению аварии. Такая постановка проблемы обеспечения надежности строительных конструкций является весьма перспективной.

Свойство сооружения — не обрушаться при выходе из строя отдельных несущих элементов в отечественной литературе названо живучестью [110]. Количественно это свойство оценивается вероятностью безотказной работы конструкции при отказе одного какого-либо несущего элемента. В настоящее время наиболее радикальным средством гарантии высокого уровня надежности строительных конструкций считается проектирование их живучими.

Работы польских специалистов и рекомендации авторов книги по схемам и решениям строительных конструкций, которые способствуют вераспространению аварий, служат также делу повышения живучести конструкций, и можно с удовлетворением отметить, что общее направление наших работ совпадает.

Авторы книги пропагандируют применение статистической теории надежности к строительным металлоконструкциям и приводят в книге общие формулы этой теории, охватывающей большой период строительства и эксплуатации и многие виды строительных стальных конструкций, однако не связывают собранный ими материал об авариях с этой теорией и не дают хотя бы общих статистических оценок. Не представляется, например, возможным подсчитать, сколько и каких отказов данного типа конструкций произошло, какова частота их появления и т. п.

Следует также отметить, что терминология, которую авторы применяют, не согласуется с понятиями теории надежности, приведенными в книге. Например, в книге аварией названы и отказы, связанные с обрушением конструкции, когда сооружение прекратило функционировать по своему назначению, и неисправности, которые были устранены с помощью ремонта на действующем объекте, и повреждения, которые возникли в процессе производства, изготовления или монтажа конструкции, т. е. в доэксплуатационный период.

Изучение производственных дефектов, которые можно выявить в процессе производства, и совершенствование технологии изготовления и монтажа конструкций, так же как и совершенствование эксплуатации конструкций, имеют свои статистические оценки в теории надежности.

Вызывает сожаление также то обстоятельство, что авторами преднамеренно опущены аварии, происшедшие из-за различных ошибок, связанных с вопиющей халатностью. Для читателей важны полные фактические данные по авариям, и в этом случае произвольный отбор их снижает ценность материала как статистического.

Однако специфичность подбора, систематизации и методики рассмотрения материала ни в коей мере не умаляют достоинств книги. Книгу можно рекомендовать инженерно-техническим и научным работникам, а также студентам строительных вузов. Книга написана хорошим языком, содержит много информации и поучительна своим подходом к анализу фактического материала.

Проблемы, затронутые в книге, являются предметом исследований и советских ученых, поэтому библиографический перечень дополнен трудами советских авторов.

Кандидат технических наук *Е. Н. Селезнева*

ОБЩИЕ УСЛОВИЯ НАДЕЖНОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. ПОНЯТИЕ НАДЕЖНОСТИ И АВАРИЙНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ

Надежные стальные конструкции проектируют с соответствующим запасом прочности, зависящим в основном от типа конструкции и метода расчета. На практике применяют расчеты конструкций по методам:

допускаемых напряжений (нагрузки нормативные, работа в пределах упругости);

предельной несущей способности (нагрузки нормативные, работа в пределе текучести);

предельных напряжений (нагрузки расчетные, работа в пределах упругости);

предельных состояний (нагрузки расчетные, работа в пределе текучести).

Развитие методов расчета идет в направлении объективной оценки значения действующих нагрузок, а также выявления действительной работы конструкций с полным использованием механических свойств материала, в особенности, при работе за пределом упругости. В связи с этим в течение последних десятилетий наблюдается различие в величинах, а в некоторых случаях уменьшение коэффициентов запаса при расчете конструктивных элементов.

Правильное определение запаса прочности конструкции является важным одновременно в техническом, экономическом и общественном отношении. Этим вопросом занимаются новые отрасли науки, такие как теория надежности конструкций и теория безаварийности, пользующиеся методами теории вероятности и математической статистики [64]. Результаты исследований показывают, что не может быть и речи об абсолютной надежности строительных конструкций, и что надежность можно определять только как вероятность того, что при определенных технико-эксплуатационных условиях и в определенный период времени не произойдет аварии. Это условие выражается формулой

$$R(t) = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{m}{n}, \quad (1.1)$$

где $R(t)$ — надежность конструкции в интервале времени от 0 до t ; m — число конструкций, эксплуатируемых без аварий за этот период; n — число всех конструкций изучаемого типа.

Строительные металлические конструкции, запроектированные на основе одних и тех же норм, могут значительно отличаться одна

ПРЕДИСЛОВИЕ

В предлагаемой книге рассказывается о повреждениях и обрушениях стальных конструкций, названных общим термином — аварии¹, а также об ошибках, явившихся причинами этих аварий.

Учитывая большое разнообразие строительных стальных конструкций, авторы решили не проводить систематизации различных случаев аварий по отдельным типам конструктивных решений. Общая структура книги основана на классификации аварий по причинам, которые их вызвали на различных этапах создания конструкций и во время эксплуатации.

Такое размещение информации позволит легко найти в книге случай, интересующий как проектировщиков, так и работников организаций, изготовляющих конструкции, осуществляющих монтаж, а также эксплуатацию. Таким образом, книга может служить вспомогательным пособием для широкого круга специалистов по стальным конструкциям.

В работе не освещены аварии, вызванные природными катаклизмами, такими, как ураган, пожар, землетрясение, непредвиденное перемещение грунтов в горных районах и т. д., а также случаи, вызванные ошибками или особо вопиющей халатностью, если они касаются ситуаций, практически неповторимых, и по этой причине не имеют большого значения.

В соответствующих разделах книги описаны ошибки, которые наиболее часто допускались при возведении стальных строительных конструкций, и приведены примеры аварий, происшедших в ПНР в 1945 — 1973 гг. Приведено также несколько примеров аварий за рубежом.

В некоторых примерах кроме описания конструкций и аварий проанализированы причины их возникновения и изложен способ исправления. Кроме того, в ряде примеров ошибочному решению противопоставлено правильное решение.

¹ В отечественной литературе повреждения и обрушения конструкций принято называть отказом (здесь и далее — примечания научного редактора).

от другой степенью вероятности появления и развития аварии в случае отказа какого-либо конструктивного элемента. Такие случаи происходят по различным причинам, в том числе из-за ошибок, возникающих при создании или во время эксплуатации конструкции. Вероятность возникновения аварии в конструкции назовем **аварийностью**¹.

В теоретических исследованиях, посвященных количественному определению надежности конструкций, рассматриваются системы элементов, объединенные параллельно или последовательно

[42]. Системой с параллельно соединенными элементами называется система, разрушающаяся тогда, и только тогда, когда разрушились все ее элементы. В системе с последовательно соединенными элементами разрушение одного элемента приводит к разрушению всей конструкции. Примером системы с параллельно соединенными элементами может служить конструкция вантового перекрытия с числом тросов n , растянутых между двумя устойчивыми опорными стенами, а примером системы с последовательно соединенными элементами — конструкция шедового перекрытия с числом пролетов n .

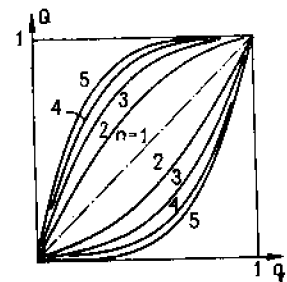


Рис. 1.1. График зависимости аварийности конструкции от числа элементов n [42]

Аварийность Q системы, состоящей из n элементов с аварийностью q_i , соединенных параллельно, определяется по формуле

$$Q = \prod_{i=1}^n q_i. \quad (1.2)$$

При $q_i = q = \text{const}$ $Q = q^n$.

Из этих зависимостей вытекает, что вероятность аварии параллельной системы приближается к единице только тогда, когда аварийность каждого ее элемента близка к единице.

Аварийность Q системы, состоящей из n элементов с аварийностью q_i , соединенных последовательно, определяется по формуле

$$Q = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - q_i). \quad (1.3)$$

При $q_i = q = \text{const}$ $Q = 1 - (1 - q)^n$.

Отсюда вытекает, что вероятность аварии такой системы равна единице, когда хотя бы один из ее элементов разрушается ($q = 1$) или тогда, когда число элементов очень велико ($n \rightarrow \infty$).

Зависимость аварийности конструкции от числа элементов n и их аварийности q приведена на рис. 1.1. Прямая $n = 1$ соответ-

¹ В нашей литературе употребляют термины «функция ненадежности» или «вероятность отказа».

ствует конструкции, состоящей из одного элемента; кривые, расположенные над ней, характеризуют подверженность авариям конструкций из элементов, соединенных параллельно, а кривые, размещенные под этой прямой, — подверженность авариям конструкций из элементов, соединенных последовательно.

Из изложенного следует, что системы с последовательно соединенными элементами более подвержены авариям, чем системы с параллельно соединенными элементами. Эта зависимость справедлива и для вероятности развития аварий.

Практические рекомендации для проектировщиков стальных конструкций, касающиеся способов уменьшения аварийности конструкций многопролетных цехов с системами последовательными и параллельными, приведены в главе 3.

1.2. КЛАССИФИКАЦИЯ ПРИЧИН АВАРИЙ КОНСТРУКЦИИ

Анализ различных случаев аварий показывает, что их причины могут быть разделены на следующие четыре группы:

- несоответствующие или неправильно примененные материалы;
- ошибки проектирования;
- ошибки изготовления и монтажа;
- неправильная или слишком длительная эксплуатация.

Характерно, что аварии, вызванные одной причиной, происходят редко. В большинстве случаев авария происходит вследствие совпадения двух или нескольких причин, которые только совместным воздействием исчерпывают запас прочности конструкции. В таких случаях удается обычно выявить главную причину, влияние которой на возникновение аварии можно определить как решающее.

Итак, главную причину аварии авторы условно считали основным признаком, по которому этот случай попадал в определенный раздел книги, что, однако, не исключает того, что данный случай может в какой-то степени относиться и к другим разделам.

Анализ причин приведенных случаев аварий показывает, что многие из них произошли из-за низкого уровня проектирования и изготовления стальных конструкций. Эта ситуация, обусловленная многолетним застоем строительства с применением стальных конструкций, явилась причиной того, что за последние годы одновременно с развитием этого вида конструкций в стране произошло относительно много их аварий по сравнению с другими видами строительных конструкций (в 1970 г. — 29%) [102]. Несомненно, это явление временное, и следует считать, что одновременно с подъемом общей технической культуры в отрасли металлостроительства, которая переживает в последнее время бурное развитие, стальные конструкции станут и в ПНР самыми надежными несущими строительными конструкциями, чему способствуют свойства стали как строительного материала с самыми высокими техническими характеристиками.

Этому же будет способствовать развитие строительства с применением типовых стальных конструкций, изготавливаемых серийно на специализированных заводах, которые создаются в последнее время в стране.

1.3. МЕХАНИЗМ РАЗРУШЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ

Механизм разрушения стальных строительных конструкций существенно отличается от механизма разрушения железобетонных, кирпичных или деревянных конструкций. Это обусловлено в первую очередь особыми свойствами стали: высокой прочностью при работе как на растяжение, так и на сжатие, а также хорошими пластическими свойствами.

Стальные конструкции рассчитываются с коэффициентом запаса 1,5 предела текучести стали, это означает, что они работают нормально в пределах упругих деформаций и только при перегрузке на 50% в них может появиться пластическая деформация. Так как сталь обладает хорошими пластическими свойствами, то после того, как напряжение достигнет предела текучести, пластические деформации растут до 2,4% без заметного прироста напряжений в сечении. После того, как пластические деформации превысят эту величину, наступает дальнейшее увеличение напряжений в так называемой области самоупрочнения, и только после полной деформации в размере 20—30% достигается предел прочности элемента на растяжение (рис. 1.2). Только когда происходит хрупкое разрушение стали, предел прочности достигается внезапно без пластических деформаций, но это является особым случаем, и о нем рассказано в главе 2.3.

В элементах, работающих на сжатие или изгиб, также происходят деформации в слоях сечения (вплоть до потери местной или общей устойчивости), которые могут наступить как в области упругих деформаций, так и в области упругопластических деформаций, и обычно сопровождаются значительными изменениями геометрической формы элемента.

Из-за того, что в элементах перегруженных стальных конструкций возможно появление таких значительных деформаций, статическая схема сооружения, заложенная в проекте, может существенно измениться. Это может произойти из-за образования пластических шарниров в некоторых сечениях; частичного или полного выключения из работы элементов, потерявших устойчивость, особенно стержней, работающих на сжатие; включения в работу дополнительных элементов, влияние которых не было предусмотрено при расчете в проекте, таких, как конструктивные связи, плиты кровельного покрытия и стеновых ограждений и т. п.

При появлении значительных деформаций в перегруженных элементах конструкции наступает перераспределение внутренних сил. Системы плоских элементов, соединенных связями, при перегрузке начинают работать как пространственная статически неоп-

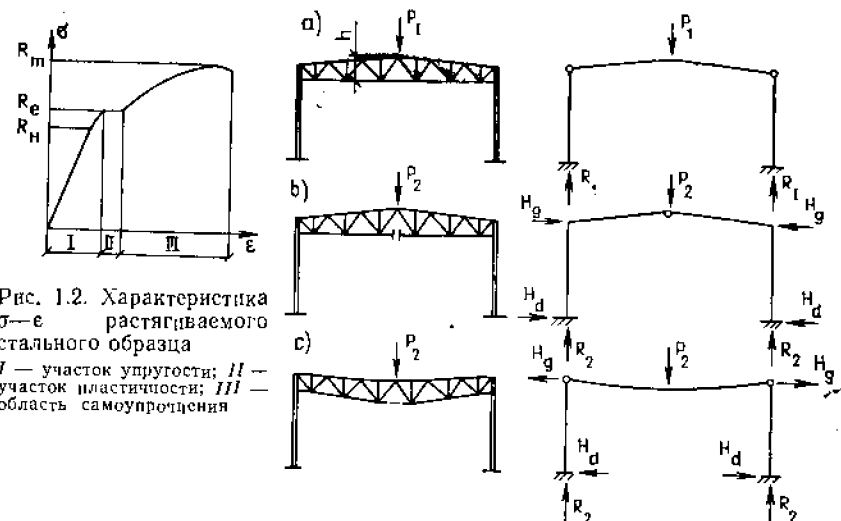


Рис. 1.2. Характеристика σ — ϵ растягиваемого стального образца
I — участок упругости; II — участок пластичности; III — область самоупрочнения

Рис. 1.3. Поперечные сечения и статические схемы однопролетного цеха
а — перед аварией; б и с — после разрушения нижнего пояса фермы покрытия

ределимая система, обнаруживая дополнительные значительные резервы надежности. Эти резервы неодинаковы для различных конструктивных решений, несмотря на то, что они рассчитываются на прочность с одинаковыми коэффициентами запаса.

Стальные конструкции однопролетного строения, поперечный разрез которых приведен на рис. 1.3, рассчитывают обычно как двухшарнирную раму. Это обусловлено значительной жесткостью решетчатой фермы покрытия по сравнению с колоннами. Если же по каким-то причинам наступит перегрузка стержня в нижнем поясе фермы, и он разрушится, то это не означает, что должна произойти авария. В критическом сечении покрытия в коньке кровли образуется шарнир, но узлы соединения фермы с колоннами станут работать как рамные, причем внешняя сила P_2 будет уравниваться не только вертикальными реакциями R_2 , но и горизонтальными (см. рис. 1.3, б). При значительной жесткости несущих конструкций кровли, обусловленной непрерывными соединительными связями или плитами покрытия, сопротивление конструкций кровли вызовет дополнительные реакции H_g , удерживающие верхнюю точку каркаса в ее прежнем положении.

В случае, если нижний пояс не разорвался, а только удлинился в результате значительных пластических деформаций, статическая схема остается такой же, с той лишь разницей, что вместо реального шарнира в верхней точке покрытия образуется пластический шарнир, передающий изгибающий момент M_{pe} , величина которого определяется формулой

$$M_{pl} = F_p R_e h, \quad (1.4)$$

где F_p — площадь поперечного сечения нижнего пояса фермы; R_e — предел текучести стали; h — плечо силы (см. рис. 1.3, а).

Можно допустить, что такое положение наблюдается в определенной части конструкций, находящихся в настоящее время в эксплуатации.

Если узлы соединений фермы с колоннами не могут работать как рамные, ферма покрытия превращается в стяжку, в которой нагрузка уравнивается горизонтальными реакциями колонны и реакциями несущих элементов кровли, таких, как плиты и связи. Эти элементы могут работать как в поперечном, так и в продольном направлении, передавая нагрузки на соседние неповрежденные фермы покрытия (см. рис. 1,3, с). Если при этой схеме система сил не будет уравновешена, то произойдет дальнейшее разрушение аварийной фермы, которое может повлечь за собой обрушение и других соседних элементов конструкций.

Можно привести много других примеров, когда расчетная схема конструкции, заложенная в проекте, существенно меняется в период, предшествующий аварии, или в процессе ее развития. Для правильной оценки причин и развития аварий стальных конструкций необходимо проводить анализ таких схем. Это касается даже повреждения ограждающих и второстепенных элементов. Например, в павильонах происходили разрушения стеновых ограждений, которые имели достаточную несущую способность и жесткость. На основе анализа общей схемы строения пришли к выводу, что несущий каркас, имеющий достаточную несущую способность, обладал слишком низкой жесткостью. По этой причине значительные по величине горизонтальные силы с поперечных рам передавались через конструкции покрытия на стеновые ограждения, которые обладали большой продольной жесткостью, но были неспособны воспринимать ветровые нагрузки, и поэтому деформировались и разрушались под их воздействием.

При анализе механизмов разрушения некоторых статически неопределимых систем удобно пользоваться методами теории надежности [64].

1.4. ИЗУЧЕНИЕ ПРИЧИН АВАРИЙ КОНСТРУКЦИИ

Общий способ ведения работы при расследовании причин аварий в строительстве описан в труде [47]*. В отношении стальных конструкций следует дополнительно изложить некоторые положения, связанные с их специфическими свойствами.

1.4.1. Анализ проекта конструкций

Для оценки правильности выполнения проекта и возможной судебной ответственности проектировщика необходимо производить проверку прочности отдельных элементов конструкций и их соеди-

* В нашей стране Госкомитетом по делам строительства издано «Положение о порядке расследования причин аварий (обрушений) зданий, сооружений, их частей и конструктивных элементов». Госстрой СССР, М., 1974.

нений, а также устойчивости всей конструкции в соответствии с существующими правилами и нормами по строительному проектированию. Такая проверка, не являясь достаточной для выяснения причин аварии, позволяет предварительно определить самые слабые элементы конструкции.

После определения самых слабых мест в конструкции, а также проведения осмотра и соответствующих исследований следует провести повторный проверочный расчет, выявляющий действительную схему работы конструкции в период предшествующий и во время аварии; действительные размеры сечений элементов и соединительных деталей на основе их освидетельствования в натуре; действительные механические свойства материала и соединительных деталей на основе результатов соответствующих испытаний.

1.4.2. Изучение повреждений конструкций

Общее расположение элементов. Анализ расположения элементов конструкции после обрушения позволяет установить общую очередность процесса разрушения, а на основе этого выявить элемент, явившийся причиной аварии. Например, при обрушении конструкций производственного цеха критический элемент покрытия следует искать внизу, под другими конструкциями.

Нагрузки. Определение действительных нагрузок на кровлю или перекрытия проводится на основе обследования толщины снегового покрова, наличия строительных материалов, складированных на перекрытиях, и т. п. При этом необходимо производить отбор образцов для определения объемной массы, которая может значительно отличаться от нормативных величин.

Изломы. При установлении причин аварий стальных конструкций особое внимание необходимо уделять выявлению и изучению изломов. Этими вопросами занимается специальное направление в металловедении — фрактография [24].

Ниже рассмотрены основные формы изломов разрушенных стальных элементов.

Вязкий излом при растяжении образуется при пластической работе материала. Он характеризуется волокнистой, матовой, неровной поверхностью излома (рис. 1.4, а). По краям сечения разрыв происходит по косой наклонной под углом 45° плоскости. В зоне разрыва заметна шейка — значительное сужение разрушенного элемента. Тщательный осмотр позволяет обнаружить три области, особенно хорошо заметные на круглых стержнях: центральную волокнистую, среднюю лучистую и крайнюю срезанную.

Хрупкий излом образуется при разрыве элемента, подвергнувшегося растяжению без макропластической деформации. В сталях с высокой пластичностью он образуется при исключительных условиях (низкая температура, острый концентратор, местные напряжения в области сварного соединения). Хрупкий излом характеризуется зернистой блестящей поверхностью (рис. 1.4, б). Степень

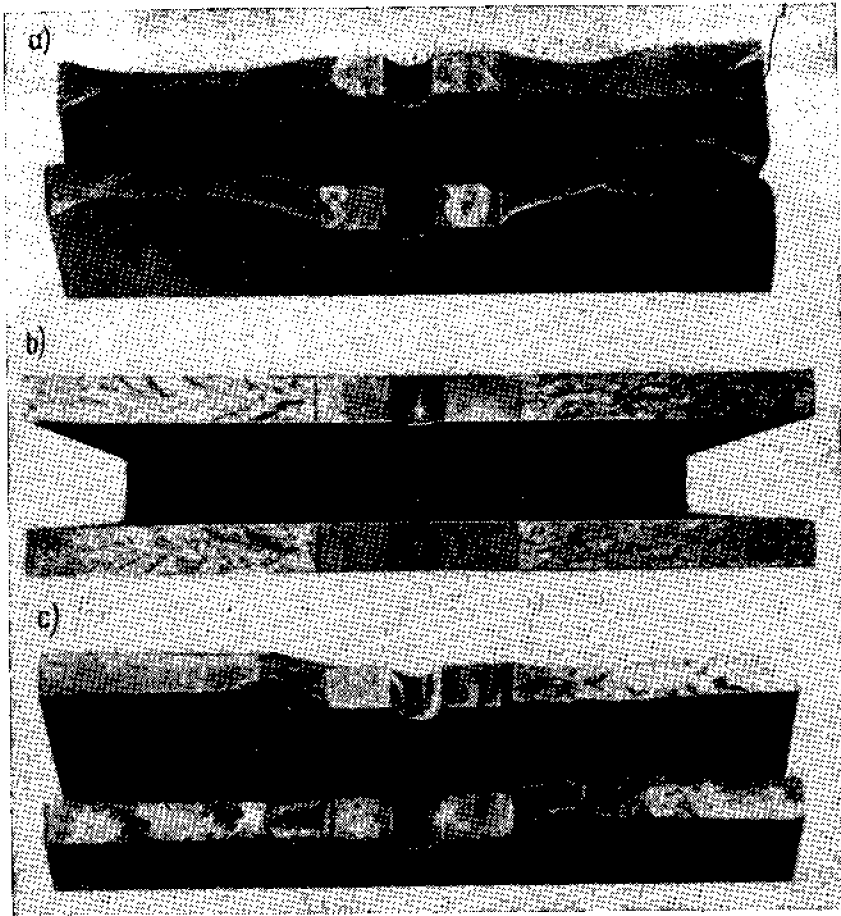


Рис. 1.4. Вид изломов плоских образцов после приложения статической разрушающей нагрузки [70]
 а — при пластичном разрушении; б — при хрупком разрушении; с — при «смешанном» разрушении

гладкости поверхности излома свидетельствует о деформированности материала при растяжении и его хрупкости. Очень гладкая поверхность свидетельствует о большой хрупкости материала, который в определенных условиях мог разорваться при напряжениях, значительно меньших предела текучести. Разрушение обычно происходит без образования шейки. Размещение групп зерен «в елочку» на поверхности излома свидетельствует о том, что элемент лопнул под действием высоких напряжений. Такой излом обычно переходит в излом растяжения. В связи с этим на практике часто встречается излом «смешанный», имеющий на некоторой части площади вид хрупкого, а на остальной — вид излома растяжения (рис. 1.4, с).

Нагрузка		Стержни гладкие		Стержни с местными концентрациями напряжений			
вид	схема	сильно нагруженные	слабо нагруженные	Большими		малыми	
		1	2	сильно нагруженные	слабо нагруженные	сильно нагруженные	слабо нагруженные
Растяжение-сжатие							
Односторонний изгиб							
Двусторонний изгиб							
Изгиб вращением							

Рис. 1.5. Схематические изображения изломов усталостного разрушения [24]

41225

Рис. 1.6. Вид усталостного излома плоского образца вдоль торцевого шва [79]



Усталостный излом может образоваться в конструкциях и элементах, которые подвержены воздействию переменных нагрузок; к ним, например, относятся подкрановые балки, конструкции, служащие основанием для машин, вызывающих колебания и вибрацию, и т. д. Поверхность усталостного излома располагается, как правило, под прямым углом по отношению к направлению наибольших деформаций; она обычно гладкая и похожа на поверхность хрупкого разлома.

Тщательное изучение усталостного излома позволяет различить две зоны:

- 1) зона усталостного разрушения с гладкой сферической поверхностью, иногда с характерными полосками, образующимися в результате местного упрочнения стали. В этой зоне располагается обычно хорошо различимый очаг, от которого началось разрушение (например, дефект материала или зазубрина на поверхности);
- 2) зона излома мгновенного разрушения с шершавой поверхностью со следами пластических деформаций.

Обе зоны могут находиться в двух различных плоскостях, наклоненных под разными углами к оси элемента.

На рис. 1.5 схематично показано расположение зон усталостного излома в сечениях круглых стержней при различных типах нагрузок, а на рис. 1.6 представлен вид усталостного излома плоского элемента вдоль сварного соединения встык.

Стали. В случае возникновения сомнений в отношении марки примененной для изготовления конструкции стали следует провести контрольные испытания ее механических свойств и химического состава в объеме, требуемом соответствующими нормами. В особых случаях, когда повреждение связано с расслоением материала, хрупким разрушением, разрушением сварных соединений «горячих» и «холодных» и т. п., следует проводить дополнительные специальные исследования свариваемости стали и ее сопротивляемости хрупкому разрушению.

Сварные соединения. Качество и прочность разрушенных сварных соединений можно оценить на основе внешнего вида излома, выявляя обнажившиеся дефекты сварного шва, такие, как непровар краев сварного соединения, недостаточная глубина провара, вкрапления шлака, газовые пузыри, трещины в сварном шве или в переходной зоне, острые зазубрины, кратеры, чрезмерные приливы.

Можно проверить качество сварных швов просвечиванием, исследовать их ультразвуковым методом или провести механические испытания сварных соединений.

1.5. ОБЩЕСТВЕННЫЕ И ТЕХНИЧЕСКИЕ ПОСЛЕДСТВИЯ АВАРИЙ

Аварии, особенно их наиболее часто встречающаяся разновидность — строительные катастрофы, связаны с угрозой для жизни людей и влекут за собой значительные хозяйственные убытки. В особенности это относится к стальным конструкциям, которые применяются при возведении самых крупных и важных объектов народного хозяйства. Такие аварии кроме повреждения строений влекут за собой долговременные и чрезвычайно убыточные перерывы в работе промышленных предприятий.

Однако следует иметь в виду, что аварии оказывают определенное влияние на развитие науки и техники. Каждая авария дает обширный фактический материал для изучения действительной работы и прочности как конструкции в целом, так и ее отдельных элементов в реальных условиях эксплуатации. Этот опыт неоднократно давал толчок для развития различных научных направлений, связанных с расчетом, конструированием и изготовлением стальных конструкций. Первые катастрофы со стержневыми конструкциями явились толчком для развития теории устойчивости. Серия аварий сварных мостов типа Виранделя в тридцатых годах явилась причиной бурного развития исследований структурных изменений и распределения напряжений в сварных конструкциях. Серия катастроф американских судов со сварными корпусами во время второй мировой войны,

а также многочисленные аварии сварных резервуаров для хранения нефтепродуктов явились причиной широкого развития теоретических и экспериментальных исследований явления хрупкого разрушения конструкционных сталей. Катастрофы ряда больших инженерных сооружений, таких, например, как висячий мост в Такома (США), стали непосредственным импульсом для дальнейшего изучения явления и условий образования ветрового резонанса в конструкциях этого типа.

Анализ аварий имеет особенно большое значение для развития и совершенствования новейшего метода расчета, основанного на предельном состоянии конструкций, поскольку до момента аварий предельное состояние наступает у всей конструкции, либо ее части. С целью использования такого ценного практического материала расследования аварий должны тщательно изучаться, квалифицированно обрабатываться и публиковаться. Работа такого рода проводится уже в течение многих лет [11, 37, 50 — 55, 101, 102]*.

Изучение накопленного опыта — основной путь к предотвращению аварий в будущем.

Глава 2

АВАРИИ, ВЫЗВАННЫЕ ПРИМЕНЕНИЕМ НЕСООТВЕТСТВУЮЩИХ МАТЕРИАЛОВ

Применение несоответствующей марки стали для изготовления стальных конструкций может случиться по вине:

а) поставщика (металлургического предприятия) — в случае поставки продукции со скрытыми дефектами или при невыполнении требований по качеству стали или сортаменту, предусмотренных в заказе;

б) проектировщика — в случае неправильного выбора марки стали для запроектированных стальных конструкций;

в) изготовителя конструкций или монтажной организации — в случае неправильной замены марки стали.

Под несоответствующей маркой стали подразумевается такая, у которой химический состав, механические свойства и технологические характеристики не гарантируют требуемого качества конструкций.

Несоответствие качества сталей в основном заключалось в худших, чем заложенные в расчете механических, свойствах стали (пониженные значения пределов текучести и прочности, пониженная сопротивляемость расслоению); пониженной свариваемости; склонности к хрупкому разрушению.

* Описание и исследование аварий строительных металлоконструкций даны в работах [105—110].

2.1. СТАЛИ С НЕСООТВЕТСТВУЮЩИМИ МЕХАНИЧЕСКИМИ СВОЙСТВАМИ

Сечения элементов конструкций определяют исходя из конкретной величины предела текучести примененной стали. Если для изготовления какого-либо несущего элемента применить сталь с меньшим пределом текучести, то это может привести к значительному превышению допускаемых напряжений. Например, в случае замены стали марки 18G2A* с пределом текучести $R_e = 36$ кг/мм² сталью марки St3S** с пределом текучести $R_e = 24$ кг/мм² прочность уменьшится в соотношении $36 : 24 = 1,5$, т. е. коэффициент запаса приблизится к 1. Отсюда вытекает, что если в растянутом стержне, рассчитанном по методу допускаемых напряжений и запроектированном из стали марки 18G2A заменить сталь на марку St3S, то напряжения достигнут предела текучести, что может повлечь за собой возникновение аварии. Если же элемент запроектирован из стали с более высоким пределом текучести, то величина перегрузки будет соответственно выше, а аналогичная замена еще более опасной.

Для уменьшения вероятности ошибок не рекомендуется применять в проектных решениях разные марки стали в элементах, которые имеют одинаковые размеры.

Для предприятий, изготавливающих конструкции, обязательным является аккуратное ведение складского хозяйства и соблюдение соответствующих правил маркировки стали. При этом материал должен складироваться не по заказам, а по сортаментам и маркам стали, что значительно ограничивает возможность ошибочной замены марок стали.

Конструкционные стали не являются однородным материалом. В зависимости от протекания металлургического процесса различают спокойную и кипящую сталь. Составляющие элементы (углерод, сера, фосфор и некоторые растворенные газы) более равномерно распределяются в спокойной стали. В кипящей стали образуются скопления, богатые примесями (так называемые вкрапления), снижающие технологические свойства материала. Зоны вкрапления можно увидеть на отпечатках по Бауману. В процессе прокатки механические свойства стали меняются: они становятся различными в зависимости от направления прокатки, причем наименьшее значение эти свойства имеют в направлении толщины, что является следствием неоднородности структуры стали и слоистым строением проката, поэтому элементы, в которых силы растяжения направлены по толщине, могут разрушаться вследствие расслоения материала (рис. 2.1). Применение поперечных прокладок в растянутых

стержнях или балках, работающих на изгиб, не допускается; такие прокладки не обеспечивают надежной работы соединения (рис. 2.2). Необходимо отметить, что случаи расслоения проката, особенно плит, изготовленных из универсала, происходят в производственной практике довольно часто.

Известен случай, когда в колонне, выполненной из прокатного двутавра, произошло расслоение полки из-за вкраплений, расположенных в месте перехода от полки к стенке (рис. 2.3, а). Под влиянием изгиба консоли на ее верхней кромке появились растягивающие напряжения, которые перешли на полку колонны, вызывая ее расслоение. Этот узел был неправильно сконструирован, так как в его конструкции не учитывалось ослабление механических

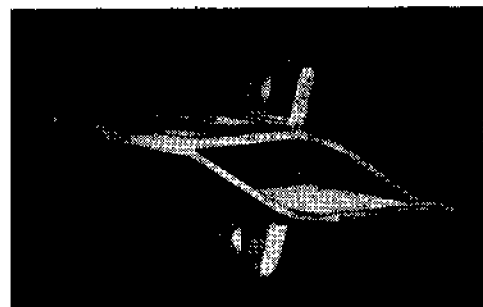


Рис. 2.1. Расслоение листа, растягиваемого по толщине

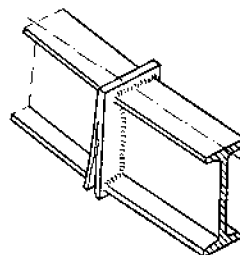


Рис. 2.2. Расслоение поперечной диафрагмы в балке

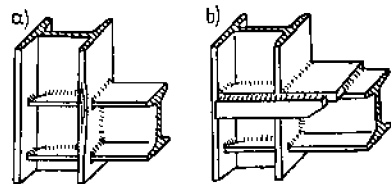


Рис. 2.3. Конструкция колонны с консолью

а — расслоение пояса колонны; б — конструктивное решение с непрерывными накладками

свойств проката по толщине. В таком случае рекомендуется применение накладок, воспринимающих усилие растяжения от верхнего пояса консоли (рис. 2.3, б), что исключает опасность расслоения полки и обеспечивает более благоприятное распределение сил в узле.

2.2. СТАЛИ С НЕДОСТАТОЧНЫМИ СВАРОЧНЫМИ СВОЙСТВАМИ

Почти все стальные конструкции, изготавливаемые в стране, являются сварными, поэтому материалы, предназначенные для изготовления конструкций, должны отличаться хорошей свариваемостью, т. е. давать возможность в условиях применяемого технологического процесса получать сварные соединения с ожидаемыми

* Сталь марки 18G2A по химическому составу и механическим свойствам более всего соответствует стали марки 14Г2 по ГОСТ 19282—73, однако имеет повышенное содержание углерода (до 0,20%) и обязательное содержание алюминия не менее 0,02%.

** Сталь марки St3S соответствует стали марки ВСтЗсп2 по ГОСТ 380—71.

механическими свойствами. По этому признаку конструкционные стали делят на хорошосвариваемые, средней свариваемости и трудносвариваемые.

Сталь хорошосвариваемые не требуют проведения дополнительных мероприятий перед сваркой, если толщина материала не превышает определенной величины, а температура, при которой производится сварка, не ниже 5°C . Содержание углерода в этих сталях должно быть ниже $0,25\%$. К этой группе относятся стали St2S* и St3S в изделиях толщиной до 50 мм, а также стали St4S** и 18G2A в изделиях толщиной до 30 мм.

Стали средней свариваемости требуют подогрева перед сваркой или применения особой, точно соблюдаемой технологии сварки (соответствующего подбора диаметра электродов и параметров режима сварки). К этой группе можно отнести сталь St3S в изделиях толщиной более 50 мм, а также стали St4S и 18G2A в изделиях толщиной более 30 мм и, кроме того, некоторые микроструктурные стали дисперсионного твердения, такие, как 15G2VA и 18G2VA** в изделиях толщиной до 20 мм.

Стали трудносвариваемые требуют не только проведения соответствующих мероприятий и точного соблюдения строго определенной технологии сварки, но также и термической обработки после сварки. Стали этой группы не используют для изготовления сварных строительных конструкций.

Так как получение сварных соединений соответствующего качества зависит не только от свойств самого материала (химического состава, структуры, толщины) и от производственно-технологических условий, но также и от конструктивных решений, то оценку свариваемости следует проводить, принимая во внимание критерии металлургические (эквивалент углерода, содержание газов, вкрапления примесей, твердость) и конструктивные (вид конструкции, ее размеры и жесткость, толщины листов и расположение швов).

Следовательно, при подборе стали для достижения удовлетворительных характеристик сварных соединений следует принимать во внимание ее свариваемость, особенности конструктивных решений, а также технологические возможности предприятия, на котором будет изготавливаться конструкция. Несоблюдение этих условий может привести к образованию повреждений в соединениях уже в процессе сварки (так называемых «горячих» трещин) или сразу же после сварки («холодных» или «замедленных» трещин).

Приведенный ниже пример 2.1 кроме описания аварии содержит в себе важные результаты исследований, которые были проведены при решении вопросов, возникающих при ремонте или усилении поврежденных сварных соединений. Как правило, проводят исследования химического состава, механических свойств, твердости

* Стали марок St2S и St4S соответствуют сталям марок ВСт2кп2 и ВСт4сп2 по ГОСТ 380—71.

** Сталь марки 18G2VA по химическому составу и механическим свойствам более всего соответствует стали марки 16G2AF по ГОСТ 19282—73.

и сопротивляемости ударным нагрузкам. Иногда, кроме этого, проводят специальные испытания сварных свойств, таких, как изгиб сваренных образцов, исследование сопротивляемости удару испытанием по методу VUS, определение свариваемости CTS и др.

Указания, касающиеся исследования свойств неизвестных сталей в старых конструкциях, которые надо ремонтировать или усилить при помощи сварки, даны в работах [12 и 62].

Пример 2.1

Для изготовления несущих конструкций конверторного цеха была применена сталь марки 18G2A. Во время изготовления конструкций из этой стали встретились значительные технологические трудности, связанные с возник-

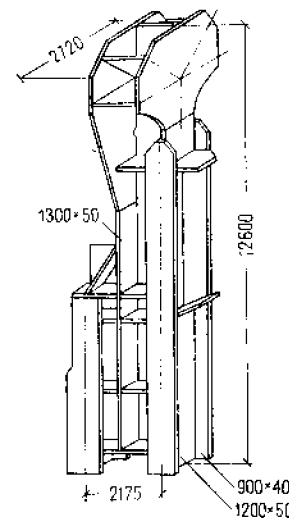


Рис. 2.5. Верхняя часть колонны

Рис. 2.4. Вид части каркаса здания конверторного цеха

новением в конструкциях при выполнении сварочных работ многочисленных трещин. Эти повреждения настолько осложнили процесс производства, что их можно приравнять к аварии.

Результаты исследований, выполненных в процессе возведения этого объекта, помогли разрешить несколько принципиальных проблем, касающихся проектирования и выполнения сварных конструкций из толстолистовой стали повышенной прочности.

В каркасе конверторного цеха конструкции ферм имели большие размеры, поскольку воспринимали нагрузки от мостовых кранов, кранов-манипуляторов, а также от площадок обслуживания конверторов. Из-за больших нагрузок несущие элементы ферм были сконструированы из толстолистовой стали сварными, а большинство монтажных стыков выполнялось на заклепках или болтах (рис. 2.4). К наиболее нагруженным элементам относились колонны, которые совместно с балками площадок образовывали рамные системы. Масса отдельной колонны в такой системе, составляющая около 80 т, превышало

грузоподъемность монтажных кранов. Длина колонн также превышала панибольшие габариты железнодорожного транспорта. По этой причине колонны были разделены поперечными монтажными стыками, выполненными по всей площади несущего сечения в виде сварных соединений встык. Верхняя часть колонны (рис. 2.5) массой около 40 т была сварена из толстолистовой стали толщиной 40 и 50 мм.

Характерным для конструктивного решения колонн было тавровое сварное соединение листов в местах их пересечения с полным проплавом и двухсторонней разделкой кромок сечения (рис. 2.6). В большинстве случаев эти узлы воспринимают только усилия среза, поэтому не было оснований применять в этом соединении угловые сварные швы без проплава.

Во время выполнения сварочных работ в зонах термического влияния образовались трещины в верхней части колонны и башмаках (рис. 2.6). Сборку этих узлов проводили из отдельных частей, предварительно соединяя их

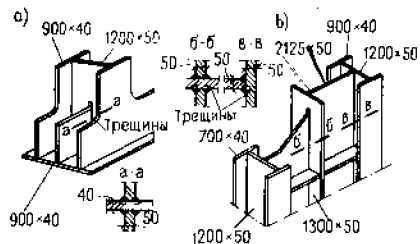
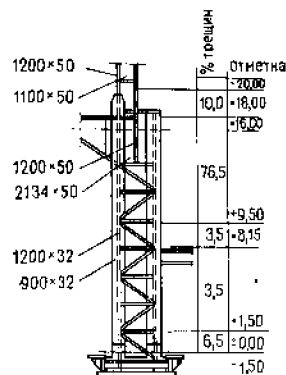


Рис. 2.6. Детали конструкции с указанием мест расположения трещин
а — башмак колонны; б — верхняя часть колонны

Рис. 2.7. Расположение трещин в конструкции колонны



прихваточными швами, а затем уже сваривая окончательно. Таким образом при окончательной сварке узла была значительно ограничена возможность развития местных деформаций. Жесткость узлов верхней части колонн и башмака, выполненных с большим числом дополнительных ребер и диафрагм, привела к образованию трещин (рис. 2.7).

По длине ствола колонн в сварных соединениях, выполненных с полным проваром сечения, трещин не возникало. Некоторое количество трещин было обнаружено в соединениях, выполненных с помощью угловых швов, особенно в зоне термического влияния (рис. 2.8 и 2.9). Дополнительный контроль угловых швов магнитно-порошковым методом был проведен в смонтированных конструкциях. Всего было проверено 17 530 м швов; в результате были обнаружены трещины суммарной длиной 124 м, что составляет 0,7%.

В связи с возникновением трещин в такой ответственной конструкции были организованы специальные исследования для разработки мер, обеспечивающих надежность ее работы.

Программа исследований предусматривала выяснение влияния на образование трещин качества материала, конструктивных решений, технологии сварки.

Исследования сварных свойств стали 18G2A (испытание на ударную вязкость) выявили весьма низкую (-45°C) температуру перехода в хрупкое состояние и высокую сопротивляемость хрупкому разрушению. Химический анализ, проведенный на образцах, отобранных из прокатных изделий, выявил незначительное завышение содержания углерода и марганца по сравнению с металлургическим анализом и нормативными требованиями: средний эквивалент углерода составлял 0,4%, что при толщине материала 50 мм может создать трудности для сварки.

С целью выявления влияния местных напряжений в жестком узле были изготовлены образцы крестовых соединений толстых плит толщиной 50 мм, сваренных швами с разделкой типа К, при этом применялись такие же электроды и такая же технология сварки, как и при изготовлении конструкций. Во всех образцах образовались трещины, которые проходили через шов (рис. 2.10). Замеры местных напряжений показали, что они достигают величины предела текучести в направлении вдоль и поперек оси шва [63].

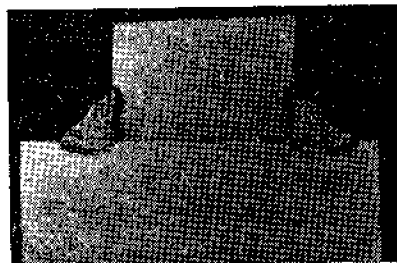


Рис. 2.8. Срез соединения толстых плит угловыми швами с трещинами в зоне термического влияния

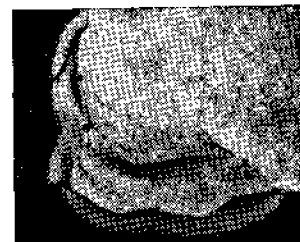


Рис. 2.9. Срез соединения угловым швом с трещинами

Критерием оптимального режима сварки приняли твердость сварного соединения, замеренную в зоне термического влияния. Установлено, что при большом тепловложении в процессе сварки плит толщиной 40 и 50 мм и при высоком содержании углерода твердость металла соединения HV превышает 350 кг/мм^2 и именно в этих образцах были обнаружены трещины в зоне термического влияния. Следует подчеркнуть, что твердость порядка 350 кг/мм^2 считается верхней границей для твердости, допускаемой в сварном соединении. В то же время в зоне термического влияния для швов, сделанных на плитах толщиной 30 мм, твердость HV составляла 280 кг/мм^2 независимо от режимов сварки. При наложении швов на плитах толщиной 40—50 мм с подогревом до температуры 200°C твердость HV в зоне термического влияния снизилась до 300 кг/мм^2 .

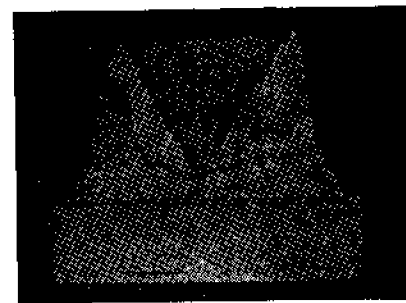


Рис. 2.10. Трещины стыкового шва типа К в крестовом соединении

Увеличенная жесткость узлов колонн и применение плит толщиной 40 и 50 мм препятствовали перераспределению местных напряжений. Таким образом, повысились напряжения и в зонах термического влияния и образовались зоны повышенной твердости, поэтому, в конструкциях из стали 18G2A по сравнению с конструкциями из низкоуглеродистых сталей, следует предусматривать несколько увеличенные размеры и длины угловых швов, соблюдая это правило даже для соединений второстепенных элементов.

При сварке толстолистовой стали марки 18G2A могут встретиться трудности, связанные с быстрым охлаждением, а также из-за возможности повышенного содержания в стали включений.

Швы следует выполнять с применением электрической дуги высокой мощности, высокого напряжения при малой скорости сварки. Следует применять

флюсы, обеспечивающие высокую пластичность металла шва. При сварке элементов толщиной свыше 30 мм хорошие результаты дает их предварительный подогрев, уменьшающий скорость охлаждения.

Проблемам технологии сварки сталей повышенной прочности посвящено много работ, результаты которых позволили в настоящее время изготавливать такие конструкции удовлетворительного качества [40, 41, 61, 75, 76, 89]*.

В некоторых случаях трещины, образовавшиеся при сварке стали с недостаточно хорошей свариваемостью, остаются необнаруженными и неустраненными. В вязких сталях такие трещины могут не развиваться и оставаться в конструкции в течение многих лет эксплуатации. Недостаточная свариваемость стали иногда связана с низкими характеристиками пластичности. В этих случаях трещины, образовавшиеся при сварке, могут стать причиной усталостных или хрупких разрушений во всем сечении и вызвать серьезные аварии.

Пример 2.2.

Автомобильный мост через р. Ярра длиной 996 м подвергся аварии в июле 1961 г. через 15 месяцев после сдачи его в эксплуатацию [57]. Разрушилась конструкция пролета длиной 30, 40 м под 45-т нагрузкой от движущегося транспорта, не превысившей допустимую. Температура стали в конструкциях в момент аварии составляла около $+2^{\circ}\text{C}$.

Конструкция пролетного строения была выполнена из четырех сварных балок высотой 1,50 м (рис. 2.11). Каждая из балок переломилась на расстоя-

* Исследования по технологии сварки строительных сталей повышенной прочности даны в работах [115, 116].

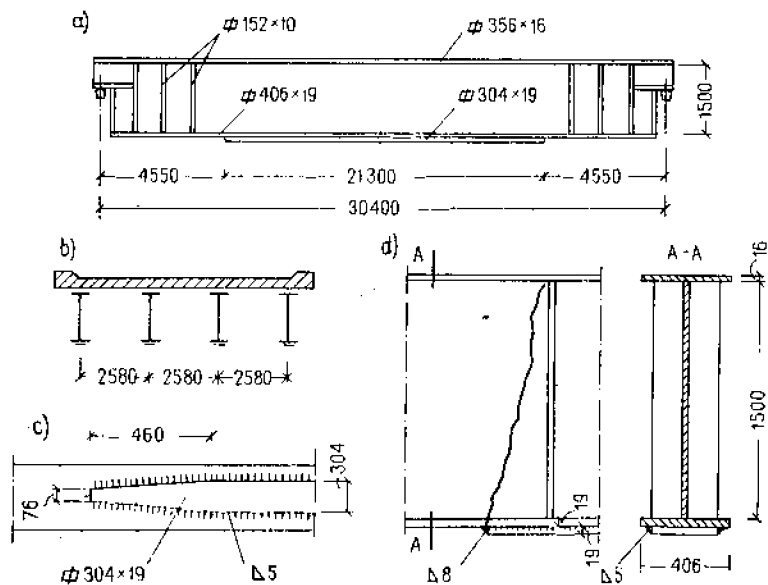


Рис. 2.11. Узлы дорожного моста

a — балка подвесного пролета; б — поперечный разрез пролета; в — конец накладки в нижнем поясе балки; д — линия разрушения балки

нии около 4,50 м от опоры. Несмотря на то, что балки разорвались и пролетное строение опустилось на $0,30 \div 0,60$ м, мост не обрушился, так как произошло заклинивание железобетонного настила проезжей части.

Все трещины брали свое начало у конца поперечного углового шва, соединяющего накладку с нижним поясом балки (см. рис. 2.11, d). Большинство трещин прошло через все сечение стенок, а некоторые распространились также на верхний пояс балки. Наличие краски на некоторых изломах указывает на то, что трещины образовались еще до начала монтажа конструкций моста. В изломах обнаружена также ржавчина, что указывает на постепенное развитие трещин.

Осмотр конструкций других пролетов показал, что и в них трещины в балках имеются в тех же самых местах соединения накладок с нижними поясами.

Для изготовления балок была применена спокойная сталь двух плавков (А и В), химический состав которой в изделиях был следующим:

плавка А: С = $0,23 \div 0,28\%$; Мп = $1,67 \div 1,80\%$; Сг = $0,24 \div 0,29\%$;

плавка В: С = $0,25 \div 0,27\%$; Мп = $1,64 \div 1,74\%$; Сг = $0,23 \div 0,26\%$.

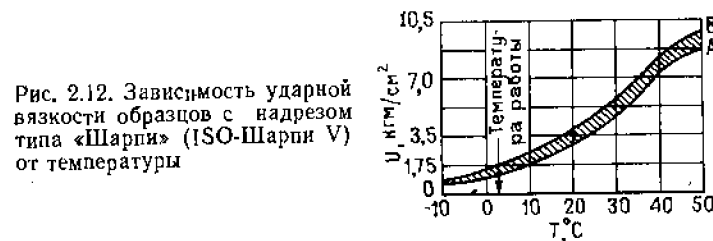


Рис. 2.12. Зависимость ударной вязкости образцов с надрезом типа «Шарпи» (ISO-Шарпи V) от температуры

Механические свойства стали в поврежденных поясах балок: $R_e = 35$ кг/мм²; $R_m = 58,5 \div 60$ кг/мм²; $A_5 = 18\%$.

Ударная вязкость образцов Шарпи (ISO-Шарпи V) при температуре 0°C для обеих сталей отличалась незначительно и имела среднее значение $1,1$ кг/см², в то время, как при температуре $+20^{\circ}\text{C}$ она составляла для стали плавки А $2,5$ кг/см², а для стали плавки В — $4,1$ кг/см² (рис. 2.12).

Замеры твердости в различных зонах сварных швов показали большую разницу значений *НВ*: исходный материал — 75 кг/мм²; шов — 253 кг/мм²; материал в месте первоначального образования трещин — 483 кг/мм².

Максимальная обнаруженная твердость составила 503 кг/мм².

Продольные угловые швы, соединяющие накладку с поясом, выполнялись с помощью автоматической сварки при большом количестве тепла. Поперечные швы варили вручную после выполнения всех продольных швов, место соединения подогревали до температуры $+75^{\circ}\text{C}$.

Причиной растрескивания балок явилось одновременно несколько факторов. Механические свойства стали отвечали нормативным требованиям, но высокое содержание углерода, марганца и хрома явилось причиной плохой свариваемости стали, на что указывает низкая ударная вязкость, а также высокая твердость металла в зоне термического влияния. Для стали повышенной прочности следовало бы применять подогрев перед сваркой до температуры более высокой, применяя во внимание большую толщину элементов. Кроме того, определенное влияние на образование трещин имели также примененные конструктивные решения. В местах окончания накладки, усиливающей нижний пояс, суммировались высокие напряжения от нагрузки как растягивающие, так и переменного знака с местными напряжениями, вызванными резким изменением поперечного сечения и дополнительными внутренними сварочными напряжениями.

2.3. СТАЛИ, ПОДВЕРЖЕННЫЕ ХРУПКОМУ РАЗРУШЕНИЮ

2.3.1. Условия возникновения хрупких разрушений в конструкциях

Наблюдавшиеся случаи хрупкого разрушения элементов стальных конструкций показывают всю важность этой технической проблемы. Такие повреждения развиваются внезапно, трещина распространяется с большой скоростью, и часто хрупкое разрушение влечет за собой катастрофические последствия. Несмотря на интенсивные исследования, пока еще далеко не полностью выяснено почему материал, обладающий хорошей пластичностью, каким является конструкционная сталь, теряет способность деформироваться пластично и ведет себя как хрупкий.

Известно, что хрупкое разрушение стали при низких напряжениях происходит следующим образом. Например, в конструкции существует острая зазубрина обычно в виде незначительного технологического брака. Этот дефект связан с образованием объемной системы напряжений, снижает прочность металла. Если зазубрина является браком сварного соединения, то ее влияние еще значительнее из-за пониженной пластичности материала в зоне термического влияния и сплавления, а также наличия сварочных напряжений. Эти факторы могут существенно затруднить развитие пластических деформаций у основания зазубрины и вызвать хрупкое разрушение. На возникновение хрупкого разрушения, кроме того, влияют вид напряженного состояния, а также температура, при которой эксплуатируется конструкция. Например, динамические нагрузки, которые вызывают внезапный рост напряжений, задерживающий развитие пластических деформаций, могут привести к хрупкому разрушению. Решающее значение имеет температура, если она ниже температурного предела, при котором сталь переходит в хрупкое состояние, а ударная вязкость достигает величины, признанной критической. Большое значение имеет толщина материала: с ростом толщины обостряется влияние поверхностных повреждений, ухудшаются пластические свойства зон, прилегающих к швам, а также увеличивается количество накопленной упругой потенциальной энергии деформации. Эти факторы являются причиной того, что хрупкое разрушение наступает, как правило, в элементах толщиной более 10 мм.

Хрупкого разрушения можно избежать подбором соответствующей стали и правильным выбором конструктивной формы узла или элемента.

Подбор стали основывается на оценке работы элемента, типе нагрузок, температуре эксплуатации, толщине материала и предполагаемом способе технологической обработки (изгиб, резка, сварка). В соответствии с этими условиями при невысоких требованиях, предъявляемых к конструкции, подбираются стали кипящие или

полуспокойные, при повышенных требованиях — стали спокойные и специальные спокойные, с определенной ударной вязкостью при температуре эксплуатации конструкции. При подборе марки стали следует руководствоваться нормативами и вспомогательными материалами [6, 38, 39, 98]**.

При проектировании и изготовлении конструкции необходимо избегать образования глубоких повреждений на поверхности конструкции, толстых швов (особенно продольных) и большой концентрации сварных швов. Соответствующие рекомендации даны в главе 3, а также в трудах [1 и 2]**.

Вообще, чтобы избежать опасности появления хрупких разрушений рекомендуется:

применять стали с требуемой сопротивляемостью хрупкому разрушению в данных условиях (стали спокойные с высокой ударной вязкостью);

применять материалы малой толщины;

избегать образования пространственных систем напряжений;

не допускать повреждений поверхности элементов;

избегать ударных нагрузок.

Если установлено, что причиной аварии является хрупкое разрушение стали, необходимо произвести исследование образцов материала, отобранных с поврежденного места. Эти исследования должны включать изучение характера излома (п. 1.4.2), исследование химического состава и механических свойств, определение ударной вязкости материала при разных температурах на образцах с надрезом типа «Шарпи» или «Менаже». При определении ударной вязкости необходимо устанавливать температуру перехода стали в хрупкое состояние для определенного значения ударной вязкости, например $3,5 \text{ кгм/см}^2$ для образцов «Шарпи», и сравнивать ее с температурой, наблюдавшейся в момент аварии (см. примеры 2.4 и 2.5). Можно проводить также специальные исследования сопротивляемости стали хрупкому разрушению, выявляя не только свойства материала на образцах, но также и свойства зоны термического влияния, зоны сплавления, влияние размеров элемента. Это определение температуры нулевой пластичности (НДТ) образцов с твердой наплавкой, выполненное с применением падающего груза по Пеллини, а также испытания широких плит на выносливость в специальных машинах [60]. Последние испытания производят в основном на таких больших объемных конструкциях из листовой стали, как емкости для хранения нефтепродуктов, мосты со сплошностенчатými несущими элементами и т. п.

* Нормативные и вспомогательные материалы по выбору марок стали для строительных металлоконструкций даны в [104, 111—114, 117].

** Рекомендации по предотвращению хрупких разрушений строительных металлоконструкций изложены в работах [120—123].

2.3.2. Аварии, вызванные хрупким разрушением стали

Со времени внедрения сварки как основного метода соединения стальных элементов хрупкое разрушение стали стало причиной большого числа серьезных катастроф во всем мире. Некоторые из этих катастроф имели «серийный» характер, так как в результате были повреждены или уничтожены многие конструкции одного типа.

Многочисленные аварии автодорожных мостов, имеющих пролетные строения со сплошной стенкой, произошли одновременно с широким внедрением стали St52. В тридцатых годах подверглось аварии несколько десятков автодорожных мостов в Германии, среди них мост у железнодорожного вокзала в Берлине, а также мост на автостраде Рудесдорф под Берлином. В Бельгии получили многочисленные хрупкие повреждения конструкции 15 мостов, в том числе моста с балками рамной конструкции типа Виренделя в Хассельте на канале Альберта, полностью сваренного из томасовской стали, который окончательно разрушился в 1938 г. В сплошных балках большинство повреждений образовалось в сварных швах соединений нижнего пояса (особенно при применении угловых профилей). В балках типа Виренделя пояса лопались по концам швов, соединяющих пояса со стойками [75].

Аварии мостов вызвали необходимость проведения широких исследований явления растрескивания стали, в результате которых было решено много проблем, касающихся аспектов металлургических, сварочных и конструктивных.

Во время второй мировой войны в США было организовано массовое производство цельносварных судов. За короткое время было построено 4000 судов, в том числе более 2500 судов типа «Либерти» и около 500 танкеров типа «Виктори». Из этого числа в период с 1940 по 1951 г. свыше 250 судов разрушились или получили тяжелые повреждения. В 1200 судах были обнаружены трещины длиной до 4 м. В 1952 г. разрушился танкер «Форт Макаф». В 1954 г. такая же катастрофа произошла с английским танкером «Уорлд Конрад» грузоподъемностью 20 000 т. Большинство разрушений образовалось в месте, где была неудачно сформирована конструкция соединения и одновременно имелся дефект сварки. Богатый материал для изучения, собранный по авариям судов и тщательно проанализированный, помог разрешить много проблем, касающихся хрупкого разрушения стали и позволил создать основу для применения критериев оценки качества стали, основанных на испытаниях ее ударной вязкости [20, 21].

Полученные выводы могут быть перенесены на большинство объемных сплошностенчатых конструкций, применяемых в строительстве, в особенности, на оболочки.

Хрупкое разрушение наблюдается часто в сварных емкостях для нефтепродуктов. Место зарождения трещин находится чаще

всего в точке расположения дефекта сварки днища, в местах небольших трещин, расположенных на краю листа, а также в переходной зоне шва, обрамляющего проемы или пазы [56, 76].

Значительное количество хрупких разрушений пространственных сплошностенчатых конструкций можно характеризовать следующим образом. В цельносварных листовых конструкциях трещины часто появляются при отсутствии временной эксплуатационной нагрузки. Напряжения в конструкциях при этом не превышают величины допускаемых напряжений, предписанных нормами. Образование трещин наблюдалось как в томасовских сталях, так и в мартеповских спокойных. Трещины начинались в местах вырезов или повреждений поверхности металла, в местах с дефектами металла или сварных швов и развивались мгновенно с большим треском. Поверхность излома была гладкой, крупнозернистой — с особенностями, характерными для хрупкого разрушения (главы 1.4.2) и только в небольшом числе случаев были заметны следы пластических деформаций. Значительное число разрушений произошло при пониженных температурах. Установлено, кроме того, отрицательное влияние содержания углерода и водорода в металле сварных швов. Влияние возраста конструкций установить не удалось.

В Польше не было массовых аварий из-за хрупкого разрушения стали; изучение этой проблемы производилось с использованием результатов чужого опыта во время строительства сварных судов, емкостей и стальных мостов, которое развернулось после войны. Тем не менее, произошло несколько случаев, свидетельствующих о том, насколько эта проблема актуальна. Наибольшее число хрупких разрушений в строительных конструкциях было зарегистрировано в виде мелких трещин в конструктивных узлах, где неправильное конструирование узлов сварного стыка совпало с низким качеством стали. Это в основном были разрушения косынок, приваренных толстыми угловыми швами, разрушения стенок балок, в которые были вварены клинообразные вставки с близко расположенными стыковыми швами, и т. п. Несколько примеров таких повреждений описано в главах 3 и 4, другие можно найти в технической литературе [23, 87].

Произошло также много других случаев аварий с серьезными последствиями, из которых выбрано несколько наиболее характерных (примеры 2.3 — 2.9). В этих случаях возникновение хрупких трещин вызвано применением металла, склонного к хрупкому разрушению, а также неудачным конструктивным решением.

Пример 2.3

Конструкция затвора плотины состояла из решетки, выполненной из прокатных профилей, опирающихся на пространственную решетчатую конструкцию из двух балок-ферм пролетом 24 и 20 м каждая. Решетка была покрыта металлическими листами (рис. 2.13, а). Передние пояса балок-ферм, на которые опиралась решетка подпорной стенки, были сделаны прямолинейными, а задние пояса — с переломами в узлах, расположенных по параболе. Пояса на опорах соединялись в общий опорный узел косынками толщиной 20 мм (рис. 2.13, в). Пояса решетчатой балки были сделаны из трех листов, сварен-

ных в швеллер (сечение А—А). Вертикальные листы поясов толщиной 20 мм соединялись на опорах с узловыми косынками опорного узла сварными швами встык. Горизонтальные листы поясов толщиной 40 мм заходили на узловые косынки и приваривались к ним угловыми швами. Конструкция была запроектирована в 1952 г. из стали КХ и К37 в соответствии с действовавшими тогда нормами РН/В-190, а затвор был сдан в эксплуатацию в 1958 г.

После четырехлетней эксплуатации затвора с ним произошла авария, которая повлекла за собой большие материальные убытки и вывела объект из строя на несколько лет. Авария произошла из-за разрыва заднего пояса в месте соединения пояса балки с узловой косынкой у опорного узла. Вследствие этого повреждения произошел разрыв переднего пояса, который также

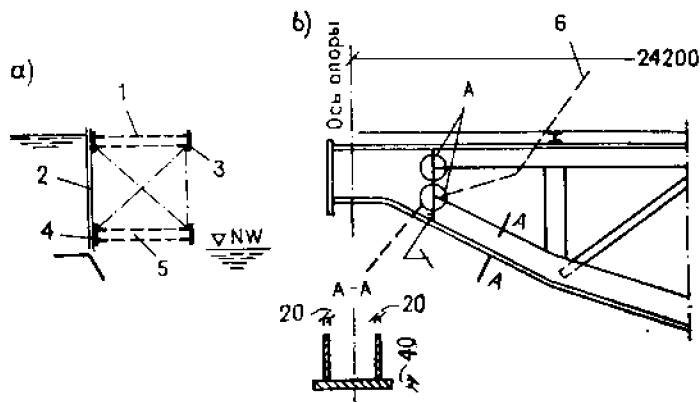


Рис. 2.13. Конструкция затвора шлюза

а — поперечное сечение конструкции затвора; б — опорный узел решетчатой балки затвора
1 — верхняя балка; 2 — опорная стенка; 3 — задний пояс; 4 — передний пояс; 5 — нижняя балка; 6 — линия перелома

начался в месте окончания стыкового шва в узловой косынке (деталь А). Все изломы поясов имели вид хрупкого разрушения с крупнозернистой структурой (рис. 2.14 и 2.15).

Проведенный анализ химического состава стали по образцам, отобраным из листов пояса балок, дал следующие результаты:

листы толщиной 20 мм: $C = 0,14 \div 0,35\%$; $Mn = 0,34 \div 0,58\%$; $Si = 0,02 \div 0,25\%$; $P = \text{max } 0,058\%$; $S = \text{max } 0,066\%$;
плиты толщиной 40 мм: $C = 0,13 \div 0,29\%$; $Mn = 0,35 \div 0,39\%$; $Si = 0,02 \div 0,07\%$; $P = \text{max } 0,031\%$; $S = \text{max } 0,053\%$.

Таким образом, анализ выявил большую разницу в содержании некоторых примесей; видимо, произошла значительная их концентрация, характерная для кипящих сталей. Максимальное содержание углерода, фосфора и серы было очень высоким.

Исследования механических свойств материала показали следующее: предел текучести $R_e = 21,0 \div 29,9 \text{ кг/мм}^2$; предел прочности на растяжение $R_m = 33,0 \div 44,8 \text{ кг/мм}^2$; удлинение $A_5 = 15 \div 35\%$.

Ударная вязкость при температуре $+20^\circ \text{C}$ при испытаниях образцов с надрезом типа «Менаже» составила для листов толщиной 20 мм свыше $6,12 \text{ Дж/см}^2$, а для листов толщиной 40 мм — $1,22 \div 2,34 \text{ Дж/см}^2$.

Причинами аварии послужили два фактора: низкая пластичность материала и неблагоприятное распределение напряжений в местах соединений листов поясов с листами узловых косынок. Низкая ударная вязкость стали при температуре $+20^\circ \text{C}$, полученная даже при испытании образцов с надрезом типа «Менаже», указывает на высокую температуру ее перехода в хрупкое

состояние. Большое содержание углерода, серы и фосфора, а также отсутствие раскисляющих примесей ухудшают свариваемость стали, а также пластические свойства металла в зонах сварки. Сталь с такими качествами склонна к старению.

В опорном узле балки-фермы в местах сварных стыков листов пояса с узловой косынкой имеются резкие переходы между сечением узловой косынки и несущими листами пояса, которые вызывают концентрацию напряжений. На концах стыковых швов узла, в местах резкого изменения поперечного сечения возникают дополнительные напряжения. Такая местная концентрация напряжений в материале с низкими пластическими свойствами при воздействии сравнительно низкой температуры и явилась причиной возникновения аварии. Не исключено, что в этих местах еще до аварии были трещины, развитие которых привело к хрупкому разрушению всего сечения поясов.



Рис. 2.14. Вид излома переднего пояса решетчатой балки

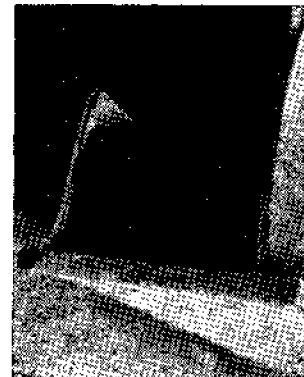


Рис. 2.15. Вид излома заднего пояса решетчатой балки

В проект нового затвора были внесены следующие изменения. Конструкцию выполнили из стали повышенной прочности марки 18Г2А, хорошо свариваемой. Примененная сталь обладает высокой ударной вязкостью и никакой температурой перехода в хрупкое состояние, что для безопасной работы конструкции в условиях низких температур является основным условием. При этом толщины листов были уменьшены, что способствовало улучшению сварных соединений. Затем была изменена конструкция опорного узла балок-фермы в части образования плавного перехода от листов поясов к листам узловых косынок и переноса сварных соединений дальше по сечению поясов (рис. 2.16).

Пример 2.4.

Крайний пролет многопролетного чугунолитейного цеха был перекрыт стальными фермами пролетом 17,5 м, которые опирались на железобетонные колонны, установленные с шагом 12 м (рис. 2.17). На фермы укладывали сборные плиты типа «Остров» длиной 12 м из предварительно-напряженного бетона.

В январе произошло обрушение третьей от торцевой стены фермы. Эта ферма падая потянула продольные вертикальные связи и увлекла за собой соседнюю ферму вместе с частью кровельного настила вплоть до торцевой стены. В момент аварии эта часть кровли не была покрыта тепло- и пароизоляцией, но на ней было размещено некоторое количество строительных материалов и инвентаря для транспортирования этих материалов.

Осмотр показал, что авария произошла из-за разрушения нижнего пояса фермы на расстоянии около 4300 мм от опоры со стороны прилегающего про-

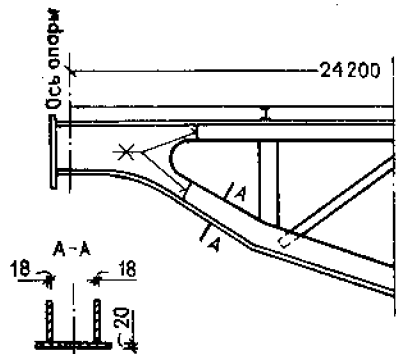


Рис. 2.16. Опорный узел решетчатой балки после ремонта конструкций

Рис. 2.17. Поперечный разрез покрытия пегунолитейного цеха

1 — два слоя рубероида; 2 — теплоизоляционные плиты; 3 — выравнивающий слой; 4 — плиты кровли типа «Остров»

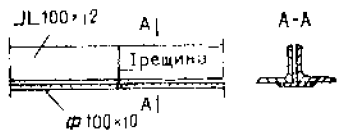
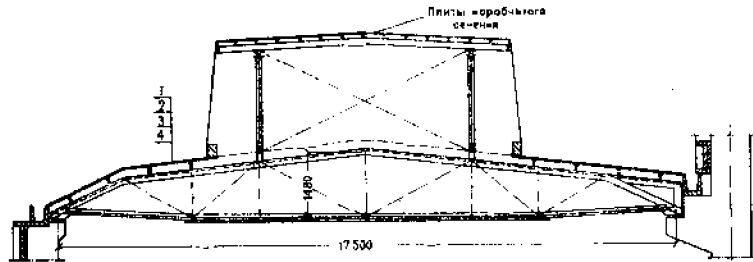


Рис. 2.18. Узел нижнего пояса фермы (стык накладки) [33]

Рис. 2.19. Деталь излома уголка и шва накладки нижнего пояса фермы [35]



лета. Нижний пояс ферм был выполнен из двух уголков 100×12 мм, усиленных в средних участках горизонтальной накладкой из полосы 100×10 мм. Трещина образовалась точно в месте торцевого стыка этой полосы (рис. 2.18).

Излом пояса в месте разрушения свидетельствовал о том, что шов, соединяющий обе части накладки, был выполнен без разделки кромок, и провар достигал только 1/3 толщины полосы; в остальной части осталась щель. На рис. 2.19 видна также крупнозернистая структура металла уголков. Излом имел блестящую поверхность без следов пластических деформаций.

Дополнительное обследование показало, что нагрузки в момент аварии отличались от расчетных [35]. Вес плит покрытия вместо проектного 125 кг/м² составлял 144 кг/м². Кроме того, был уложен не предусмотренный проектом выравнивающий слой раствора толщиной 1,5 — 2 см и увеличенный объем бетона в зачеканках. Однако в сумме, принимая во внимание неполную снеговую нагрузку, усилие в нижнем поясе фермы было несколько меньшим, чем предусматривалось расчетом; оно составляло 81,1 т. Это усилие, деленное на площадь поперечного сечения уголков $F_k = 45,4 \text{ см}^2$ и полосы накладки $F_p = 10 \text{ см}^2$, вызывало напряжение:

$$\sigma = \frac{81\,100}{55,4} = 1470 \text{ кг/см}^2.$$

Если бы стыковой шов в накладке разрушился, то все усилия нижнего пояса должны были бы воспринять уголки, причем напряжения, учитывая эксцентричное действие сил, вследствие изменения положения центра тяжести сечения, составляли: при статической нагрузке — $\sigma_1 = 2146 \text{ кг/см}^2$; при динамической нагрузке, возникающей в момент разрушения шва от внезапного перераспределения силы величиной 13,75 т с накладки на уголки, — $\sigma_d = 3210 \text{ кг/см}^2$.

Исследования химического состава стали, проведенные на образцах, отобранных из обоих уголков нижнего пояса фермы, дали следующие результаты:

уголок № 1: C = 0,15 ÷ 0,18%; Mn = 0,42%; Si = 0,20%; P = 0,055%; S = 0,056%;

уголок № 2: C = 0,24 ÷ 0,25%; Mn = 0,44%; Si = 0,18%; P = 0,056%; S = 0,060%.

Исследования механических свойств стали позволили получить предел текучести $R_e = 27,6 \div 29,5 \text{ кг/мм}^2$, предел прочности на растяжение $R_m = 39,0 \div 43,3 \text{ кг/мм}^2$, удлинение $A_5 = 33 \div 30\%$, сужение $Z = 62 \div 58\%$.

Таким образом, анализ химического состава стали уголков показал, что содержание примесей в общем укладывается в пределах нормы для стали марки St3Sx*, однако содержание углерода лежит у верхней границы, а содержание серы и фосфора — на предельном уровне. Кроме того, отпечаток по Бауману среза сечения уголков пояса свидетельствовал о высоком содержании примесей (серы) и о низкой раскисленности стали (рис. 2.20). Механические свойства стали уголков оказались в пределах нормы.

Ударная вязкость металла уголков при испытании на образцах с надрезом типа «Менаже» при температуре +20° С оказалась в границах 7 ÷ 16 кгм/см², а с надрезом типа «Шарпи» (рис. 2.21) в границах: 1,0 ÷ 2,6 кгм/см² при температуре +20° С; 0,5 ÷ 1,1 кгм/см² при температуре 0° С; 0,4 ÷ 0,5 кгм/см² при температуре — 17° С.

Ударная вязкость образцов, искусственно подвергнутых старению (10% изгиба и 250° С температура прогрева), при температуре +20° С составила 0,55 ÷ 0,82 кгм/см².

На основе выборочно взятых результатов испытаний была определена температура перехода материала уголков в хрупкое состояние (по критерию 3,5 кгм/см² при испытании на образцах с надрезом типа «Шарпи» при темпе-

* Сталь марки St3Sx соответствует стали марки ВСт3кп2 по ГОСТ 380—

ратурах $-23 \div 30^\circ \text{C}$ [91]). Значительно более благоприятные результаты показали исследования материала накладки.

Анализ конструктивного решения узлов ферм и результатов исследования дал ясную картину причины аварии: низкая сопротивляемость стали хрупкому разрушению; неправильное конструктивное решение и неприемлемый способ изготовления. Неудачная по многим причинам конструкция усиления нижнего пояса накладкой вызвала необходимость стыковать накладку из-за ограниченной длины поставляемой полосовой стали. Стык самой накладки следовало выполнить еще до приварки ее к поясу, т. е. состыковать предварительно заготовленные полосы, чтобы проварить сварное соединение стыка с двух сторон. Это обеспечило бы меньшие сварочные деформации, уменьшило местные напряжения, дало бы возможность качественно выпол-

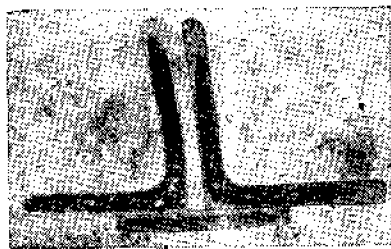


Рис. 2.20. Размещение примесей (вкрапленных) в поперечном сечении нижнего пояса фермы (отпечаток по Бауману) [91]

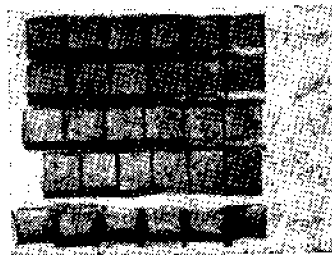


Рис. 2.21. Вид изломов образцов из уголка нижнего пояса фермы, испытанных на ударную вязкость при различных температурах [91]

V — образцы с надрезом типа «Шарпи»; U — образцы с надрезом типа «Менаж»; S — материал, подвергнувшийся старению

нить и проконтролировать шов. Если приваривать накладки вначале к поясу и только затем заваривать стык, то у места стыка накладки должны иметь неприваренные свободные концы длиной около 300 мм с каждой стороны стыка для того, чтобы обеспечить возможность деформаций при выполнении поперечного шва. Кроме того, из-за одностороннего доступа место сварки этого стыка должно быть соответственно подготовлено. Кромки полос следовало срезать, образуя острый скос без вертикальной части с одновременным расширением доступа к свариваемым поверхностям (зазор между кромками $3 \div 4$ мм). Вместо этого в данном случае стыковой шов накладок был выполнен без разделки кромок и в самом конце работ после приварки полос продольными швами. В результате стык накладок был проварен только в верхней своей части, а под швом образовалась острая щель, и в области стыка возникли большие сварные напряжения. Это привело к разрушению стыка накладки, а затем и всего сечения пояса, который находился под воздействием высоких растягивающих усилий и был выполнен из материала со слабым сопротивлением хрупкому разрушению.

Чтобы обеспечить нормальную работу ферм, пояса которых были выполнены с аналогичными дефектами, разработали мероприятия, которые проводились в два этапа.

На первом этапе были установлены накладки, усиливающие дефектные стыки существующих накладок в нижних поясах ферм [35]. Это оказалось возможным благодаря тому, что существующие накладки были выполнены из материала с хорошими пластичными свойствами. Новые накладки приваривались после разгрузки пояса, которая создавалась гидравлическими домкратами, расположенными на специальных опорах под узлами фермы в $1/3$

и $2/3$ его длины. Чтобы не возникло трещины в сварном стыке старой накладки, сварные швы, приваривающие новую накладку, обрывали, не доводя до стыкового шва (рис. 2.22).

Учитывая возможность образования трещин также и в других местах перепадов или резкого изменения сечения нижних поясов, выполненных из стали, столь склонной к хрупкому разрушению, на втором этапе было решено уменьшить в поясах напряжения до $0,5 R_e$ путем установки дополнительных тяжей (рис. 2.23). Поперечное сечение тяжей ($2 \varnothing 45$ мм) из стали марки 18G2A было подобрано так, чтобы в наилучшем варианте они могли вос-

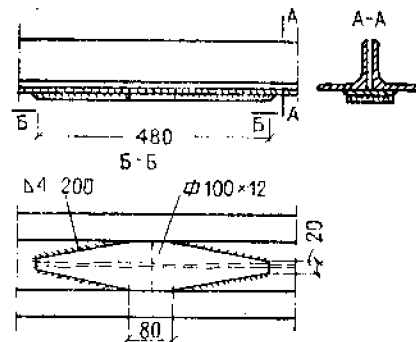


Рис. 2.22. Усиление стыка накладки

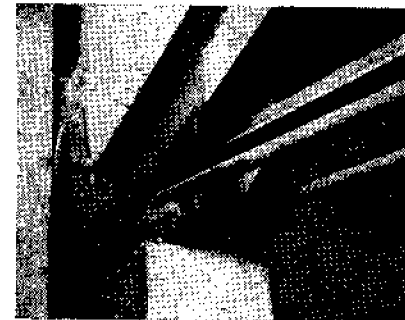


Рис. 2.24. Деталь закрепления тяжей

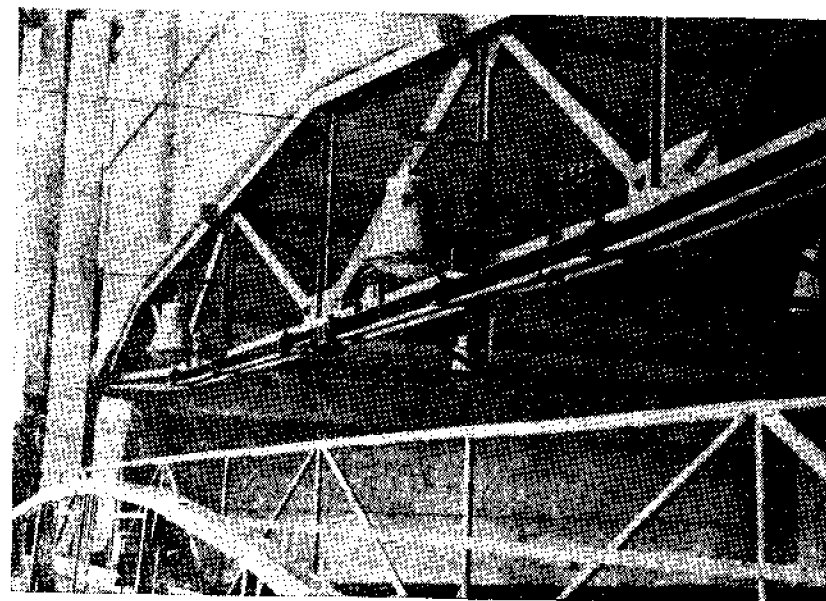


Рис. 2.23. Усиление нижнего пояса фермы тяжами

принять все усилие, действующее в нижнем поясе в случае его разрушения. Закрепили тужи в опорных узлах с помощью дополнительных косынок, приваренных к опорной плите и полкам верхнего пояса; это соединение не затронуло уголков нижнего пояса, выполненных из металла с таким низким качеством (рис. 2.24).

Пример 2.5

Цилиндрический резервуар для нефтепродуктов емкостью $V = 13\,000\text{ м}^3$ наружным диаметром $D = 36\,576\text{ мм}$ и со стенкой высотой $H = 13\,450\text{ мм}$ был запроектирован из листов размером $6000 \times 1500\text{ мм}$ переменной толщины, выполенных из спокойной стали марки St3S [78].

Все соединения листов сваривались встык электродами ЕА 1.46 (ЕР52-28Р), причем кромки под сварку вертикальных соединений имели Х-образную разделку, а горизонтальных соединений — V-образную.

При испытании емкости водой под давлением на герметичность при температуре воздуха 0°С в стенке образовалась вертикальная трещина длиной около 240 мм, которая начиналась в кольцевом горизонтальном шве, соединяющемся обечайки II и III (рис. 2.25 и 2.26). Повреждение имело вид хрупкого разрушения без следов пластических деформаций.

Образцы материала, отобранные из поврежденных листов оболочки, а также из металла сварного шва, имели следующий химический состав:

металл листов: $\text{C} = 0,14 \div 0,15\%$; $\text{Mn} = 0,48 \div 0,54\%$;
 $\text{Si} = 0,18 \div 0,19\%$; $\text{P} = 0,018 \div 0,029\%$; $\text{S} = 0,022 \div 0,029\%$;
 $\text{Cr} = 0 \div 0,03\%$;

металл в шве: $\text{C} = 0,10\%$; $\text{Mn} = 0,56\%$; $\text{Si} = 0,08\%$; $\text{P} = 0,035\%$;
 $\text{S} = 0,018\%$.

Исследования механических свойств стали показали, что предел текучести $R_e = 26,5 \div 36,2\text{ кг/мм}^2$; предел прочности на растяжение $R_m = 45,1 \div 48\text{ кг/мм}^2$; удлинение $A_5 = 32,8 \div 24,8\%$.

Результаты исследований ударной вязкости на образцах с надрезом типа «Шарпи» приведены на рис. 2.27. Кроме того, на рис. 2.28 показана структура металла листа, металла в зоне сплавления и в зоне термического влияния.

Таким образом, результаты испытаний показали, что примененная сталь имела химический состав, соответствующий требованиям, предъявляемым к стали марки St3S. Однако материал отличается значительным разбросом механических свойств, особенно предела текучести и удлинения. Ударная вязкость стали низка, причем температура перехода в хрупкое состояние (для принятого критерия $3,5\text{ кг/см}^2$) составляет от $+12$ до $+18^\circ\text{С}$. Материал можно охарактеризовать как склонный к хрупкому разрушению.

Причиной образования трещины был дефект в шве в виде вкрапления шлака (на основе результатов радиографического исследования швы были квалифицированы как соединения IV класса).

Описанный случай можно признать типичным для хрупких разрушений при низких напряжениях. В нем имели место все характерные факторы: резкое изменение площади сечения, поле местных растягивающих напряжений и уровень температуры, при которой прикладывалась нагрузка, ниже температуры перехода материала в хрупкое состояние. Если бы пробное наполнение резервуара проводилось при нормальной температуре (около $+20^\circ\text{С}$), то скорее всего произошла бы местная пластическая деформация материала в области дефекта в сечении и не произошло бы разрушения стенки ни во время испытания, ни в период эксплуатации. Испытание, проведенное при пониженной температуре, привело к аварии.

Емкость отремонтировали, вырезав металл в районе трещины и вставив «заплату» в форме прямоугольника со сторонами $900 \times 600\text{ мм}$, с закруглениями по углам радиусом 60 мм (рис. 2.29).

Отдельную группу составляют случаи хрупкого разрушения элементов, не нагруженных внешними нагрузками. Такие разрушения происходят с жесткими элементами конструкций, в которых существуют очень высокие остаточные сварочные напряжения или

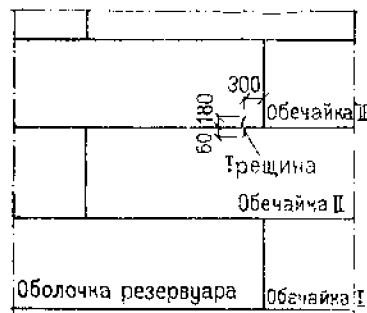


Рис. 2.25. Фрагмент оболочки резервуара

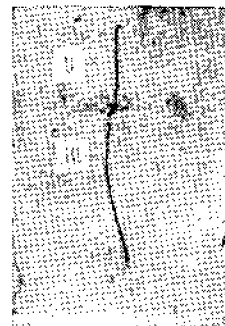


Рис. 2.26. Вид трещины оболочки резервуара [78]

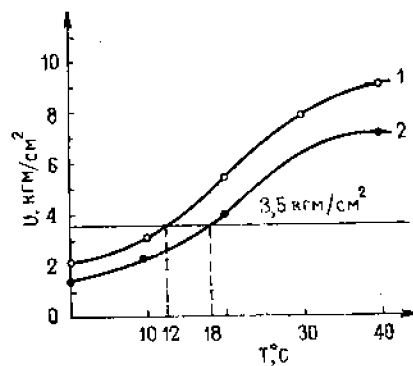


Рис. 2.27. График изменения ударной вязкости стали при испытании образцов с надрезом «Шарпи» в зависимости от температуры [78]

1 — вдоль направления прокатки; 2 — поперек направления прокатки

Рис. 2.28. Структура металла листов резервуара (травление составом Фри — микро + контраст Намарского) [78]: а — основной металл феррит + перлит (различная густота окраски зерен перлита свидетельствует о неоднородности); б — зона сплавления (значительно развитая структура феррита); с — зона термического влияния (структура Видманштетца)

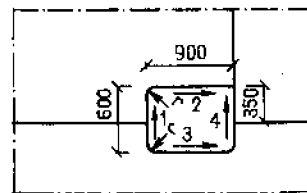
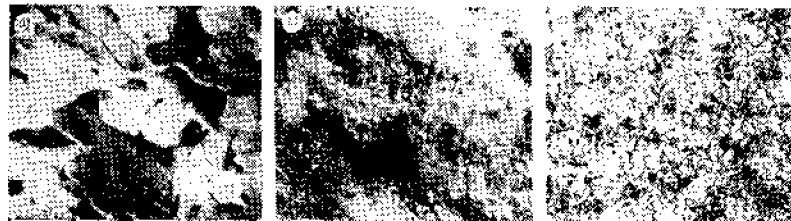


Рис. 2.29. Вваренный в оболочку резервуара отрезок листа (стрелками обозначена очередность сварки) [78]

напряжения от проката. Если в каком элементе окажется острая зазубрина, она может вызвать самопроизвольное разрушение его и освобождение части потенциальной энергии, накопленной внутренними напряжениями. Это случается обычно со сталями, имеющими склонность к хрупкому разрушению, вызванную слишком высоким содержанием углерода. В исключительных случаях, при очень высоких сварочных напряжениях, могут разрушаться также стали с содержанием углерода на среднем уровне марочного состава.

Пример 2.6.

В сварной двутавровой балке переменной высоты длиной 7 м во время производства работ произошло разрушение стенки. В месте разрушения стенка имела высоту 1380 мм, толщину 18 мм. Пояса были выполнены из полосы 180×20 мм. Угловые сварные швы, прикрепляющие пояса, имели толщину 10 мм. Балка предназначалась для закрепления арматуры печи.

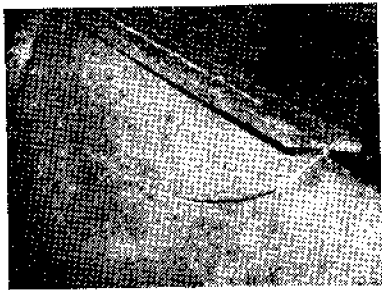


Рис. 2.30. Вид трещины в балке двутаврового сечения

Трещина начиналась на кромке стенки в месте, где кончался пояс от неровности, оставшейся после обрезки листа (рис. 2.30). Обстоятельства образования трещины следующие. Из-за чрезмерной толщины угловых швов, которая не требовалась по условиям обеспечения прочности, во время изготовления балка и особенно пояса стали деформироваться. Исправляли балку с помощью очень интенсивного местного нагрева пояса. При остывании пояс повело, что вызвало в нем высокие растягивающие напряжения. В месте, где пояс оканчивался, эти напряжения должны были воспринять стенка, однако способность стенки. Разрушение произошло на участке длиной около 1 м, раскрытые трещины в ее начале составило 11 мм.

Химический состав материала и его прочностные свойства не вызвали никаких сомнений. Причина аварии заключалась только в неправильной технологии изготовления балки, при этом определенное влияние оказали чрезмерно большие толщины угловых швов. Этот случай показывает, что при неправильном конструктивном решении и неверном методе изготовления даже в высококачественных материалах могут образоваться трещины.

Хрупкое разрушение случалось также во время газовой резки элементов конструкций с высокими внутренними напряжениями, выполненных из сталей, склонных к хрупкому разрушению. В процессе резки материал неравномерно нагревается, образуется острая выемка в сечении, нарушается равновесие внутренних напряжений, что может привести к развитию хрупкой трещины.

Пример 2.7

Двутавр высотой 300 мм разрезали вдоль посередине высоты стенки. После роспуска его на определенную длину отрезали оба тавра, оставив на складе остаток двутавра длиной около 6,50 м. Через некоторое время двутавр лопнул с сильным треском точно посередине высоты стенки по всей длине, распавшись на две части. Температура воздуха была около 0° С.

Разрушение произошло от места, где остался надрез глубиной до 3 мм от предыдущего продольного разреза. Разрушение имело вид хрупкой трещины без

следов пластических деформаций. Согласно проектной документации, двутавр должен был быть выполнен из стали марки St35X; в действительности же анализ химического состава показал содержание углерода до 0,60%, а марганца 0,30%. Следовательно, это была сталь, по своим свойствам похожая на сталь марки St7, примененная для изготовления прокатного двутавра вследствие случайной ошибки в нумерации плавок. Ударная вязкость этой стали очень низка даже при положительной температуре.

Причиной разрушения явились остаточные напряжения, образовавшиеся в процессе прокатки (в период остывания двутавра после прокатки), которые были особенно значительными в местах перехода от стенки к поясам, а также надрез в стенке, который остался после резки и хрупкость материала при низкой температуре.

Пример 2.8

Для изготовления металлических рам каркаса были применены опорные плиты размером 0,95×0,90 м и толщиной 100 мм из стали марки St3S.

После обрезки плиты до требуемых размеров с помощью газового резака на нее установили вертикальную плиту башмака, которую закрепили к опорной плите прихваточными швами. Во время транспортирования вертикальная плита оторвалась по линии прихваточных швов, а на опорной плите остались глубокие выемки в местах сварки. В двух других плитах после резки образовались трещины по всей толщине без какого-либо внешнего воздействия. В обоих случаях начало трещин находилось на кромках, образованных газовым резаком, в местах расположения неровностей, оставшихся после резки. Длина трещин составляла около 25 см.

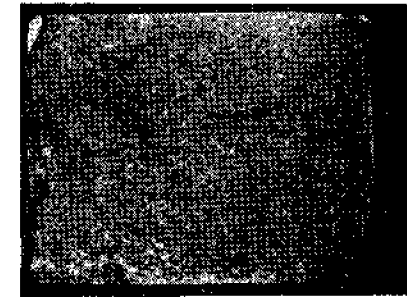


Рис. 2.31. Вид излома плиты

Исследования показали, что для изготовления плит был использован несоответствующий материал следующего химического состава: C = 0,50 ÷ ÷ 0,58%; Mn = 0,95%; Si = 0,14%, что соответствует составу углеродной стали марки St7. При таком содержании углерода и марганца на срезанной газовой резкой кромке произошло сильное повышение твердости материала. Например, на этой кромке была обнаружена твердость свыше 510 кг/мм², при твердости основного металла около 200 кг/мм². Излом плиты (рис. 2.31) наглядно показал крупнозернистую структуру материала; неровности на срезанной кромке были местом концентрации внутренних напряжений.

Трещины образовались от воздействия внутренних напряжений, возникших при газовой резке от нагрева участков, прилегающих к кромкам реза. Эти напряжения не могли перераспределяться от деформации плиты, так как она была слишком жесткой. При низкой пластичности материала плиты в зонах высокой твердости создались условия для образования трещин. Причиной повреждения и разрушения плит были неправильный выбор марки стали и применение неправильной технологии производства работ.

Пример 2.9

При разработке железнодорожного моста отделили стальную широкую поперечную балку высотой 1000 и длиной 14 500 мм [26]. Толщина полков в поясах составляла 40 мм, а толщина стенки балки — 22 мм. Намереваясь применить балку для других целей, сделали при помощи газового резака несколько поперечных разрезов полки верхнего пояса, а затем эти части отрезали на длине 3120 мм от торца балки (рис. 2.32). Резку проводили при температуре —8° С.

Во время перерыва в работе, через 3 ч после окончания работ, в балке, не подвергшейся воздействию нагрузки, внезапно образовалась трещина в

стенке, начинавшаяся из угла выреза в полке и распространявшаяся по стенке на 13 210 мм (рис. 2.33). Была обнаружена также другая короткая трещина, начинавшаяся от верхнего пояса и развигшаяся в противоположном направлении по отношению к первой трещине.

Поверхность излома имела мелкозернистую структуру, причем в средней части толщины стенки проходила матовая полоса, а с обеих сторон от нее были видны области с блестящей поверхностью (излом зернистый).

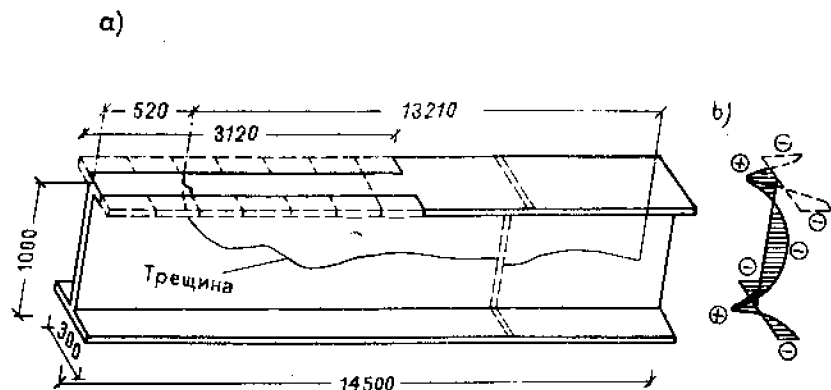


Рис. 2.32. Схема балки [26]

а — последовательность операций при частичном удалении полки верхнего пояса (1, 2, 3, 4, 5); б — эпюры внутренних напряжений по сечению балки

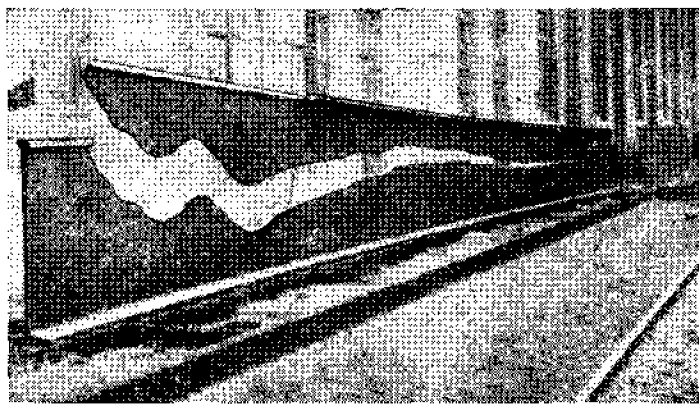


Рис. 2.33. Вид разрушившейся балки [26]

Исследование материала дало следующие результаты:

химический состав стали: С = 0,18%; Si — слабые следы; Mn — 0,50%
P = 0,071%; S = 0,059%;

механические свойства стали: $R_e = 28,9 \div 29,6$ кг/мм²; $R_m = 46,0 \div 47,6$ кг/мм²; $A_5 = 32 \div 35\%$.

Ударная вязкость при испытании образцов с надрезом типа Менаже составила при температуре +20° С 9,9 ÷ 10,6 кгм/см², а при температуре -20° С — 5,5 ÷ 7,3 кгм/см².

Разрушение балки было вызвано нарушением равновесия системы внутренних напряжений после удаления внешних сжатых частей верхнего пояса. Оставленная средняя часть верхнего пояса с прилегающей частью стенки имела настолько высокие остаточные напряжения после прокатки, что произошел отрыв верхней части балки от нижней. Разрушение началось в остром углу, образованном на срезанной кромке, и распространилось почти на всю длину балки. Несмотря на хорошие пластические свойства материала балки, острый вырез и низкая температура окружающей среды вызвали разрушение, характерное для хрупких материалов.

Глава 3

АВАРИИ, ВЫЗВАННЫЕ ОШИБКАМИ В ПРОЕКТИРОВАНИИ

Приблизительно в 35% случаев аварий, которые произошли в строительстве со стальными конструкциями, главной причиной были ошибки, допущенные при проектировании. Большая часть остальных аварий произошла из-за совокупности разных причин, часть которых также связана с неправильным конструктивным решением элементов или сооружений в целом. Таким образом, на основе анализа собранного фактического материала по авариям можно утверждать, что около половины разрушений стальных конструкций было вызвано ошибками, допущенными при их проектировании.

Процесс проектирования металлических строительных конструкций выполняется, как правило, в два этапа. На первом этапе разрабатывается технический проект, при этом устанавливаются нагрузки, действующие на конструкцию, разрабатывается общая схема сооружения и его несущего каркаса, а также на основе расчетов определяются сечения элементов и нагрузки на фундаменты. На втором этапе проектирования разрабатываются детализовочные рабочие чертежи, которые затем передаются на предприятия, изготавливающие стальные конструкции. Рабочие чертежи элементов конструкции выполняются на основе технического проекта, при этом уточняются расчеты узлов и соединений элементов конструкции.

Обычно организация проектных работ построена так, что продукция первого этапа — технический проект — проходит экспертизу и утверждается соответствующей комиссией, состоящей из специалистов высокой квалификации. В то же время работы второго этапа — детализовочные чертежи — выполняются работниками средней технической квалификации, хотя и под надзором проектировщика, который проводил разработку технического проекта или является его автором. Таким образом, рабочие чертежи проверяются только работниками проектного отдела и не контролируются специалистами, не принадлежащими к этому отделу. Только в исключительных случаях, когда проектируются особо важные объекты,

конструктивные решения оцениваются или консультируются другими специалистами в этой области.

На стадии разработки технического проекта чаще всего совершаются ошибки при определении нагрузок. Ошибки допускаются в основном вследствие неверной интерпретации нормативных указаний или из-за неправильного суммирования полученных нагрузок. В ряде случаев ошибочно берутся заниженные по сравнению с нормативными снеговые или ветровые нагрузки, особенно, когда величина их зависит от формы сооружения.

Методы проектирования и проведения расчетов на статические нагрузки обеспечивают достаточный запас прочности конструкций, и по этой причине аварии конструкций происходят редко.

Расчетные же нагрузки на строительные конструкции при динамических воздействиях не всегда правильно оцениваются. Неправильное определение величин нагрузок иногда объясняется недостаточной изученностью их работы под действием переменных нагрузок. Опыт же эксплуатации подобной конструкции для решения этой проблемы может быть использован только в случае существования полной аналогии нагрузок и типа конструкции. При этом необходимо тщательно анализировать сходство и различие конструкций и учитывать влияние различных факторов, например размеров сооружения на его поведение в условиях воздействия динамических нагрузок.

Значительное число ошибок допускается при разработке рабочих чертежей. Ошибки являются следствием неправильного выбора конструктивной формы узла или его отдельных деталей. Часто размеры элементов назначаются только на основе расчетных усилий, а форма выбирается без учета действительного распределения напряжений при передаче усилий. Аварии происходят в случаях, когда не принимается во внимание, например, влияние стесненных деформаций в отдельных элементах на общую картину напряженного состояния узла, или не учитывается фактическое распределение напряжений при неравномерной нагрузке, влияние эксцентриситетов, термических, сварочных напряжений и др. Такие вопросы не всегда рассматриваются в техническом проекте или решаются в рабочих чертежах.

Ошибки в рабочих чертежах, касающиеся конструктивных решений, очень часты. При небольшом объеме информации, содержащейся в статических расчетах и техническом проекте, необходим строгий надзор расчетчика за выполнением рабочих чертежей. Как показывает опыт, при отсутствии такого надзора, а также в случае неопытности проектировщика или конструктора, выполняющего рабочие чертежи, могут быть приняты ошибочные решения.

Чаще всего ошибки являются следствием того, что при проектировании не проводилось тщательного анализа работы решаемого узла или соединения при передаче усилий, возникающих в элементе.

Ошибочные конструктивные решения неоднократно являлись непосредственной причиной аварий. Кроме того, многие конструк-

ции, в которых применены неадекватные решения и которые находятся в настоящее время в эксплуатации, обладают существенно пониженным запасом прочности и при неблагоприятных условиях также могут быть повреждены.

Скопление ошибочных конструктивных решений наблюдается в проектах, разработанных организациями, которые не имеют достаточного опыта проектирования стальных конструкций.

Кроме ошибочных конструктивных решений, снижающих несущую способность конструкции, принимается много ошибочных решений, приводящих к затруднениям или невозможности изготовления конструкции. Каждое нетехнологическое решение влечет за собой снижение качества и, следовательно, надежности конструкции.

Так как проектные организации зачастую оторваны от предприятий, изготавливающих стальные конструкции, опыт преодоления сложностей осуществления нетехнологичных конструктивных решений не всегда может быть использован для улучшения конструктивных решений. В таких случаях неудачные решения повторяются на том основании, что такая конструкция уже была ранее изготовлена.

3.1. НЕПРАВИЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Ветровые нагрузки на строительные конструкции определяются на основе действующих нормативов. При определении этих нагрузок учитывается, что величина ветрового воздействия зависит от скорости ветра, вида и формы сооружения. Рассчитанное для постоянной скорости ветра динамическое давление трактуется как постоянная нагрузка, действующая на поверхность сооружения. На самом же деле скорость ветра является величиной переменной во времени, и порывы ветра могут достигать значительных величин по сравнению со средними нормативными.

Имеются замеры скорости ветра, которые проводились на телевизионных башнях высотой 100 и 163 м с помощью приборов с безынерционными датчиками, в которых запись данных производится посредством электрических импульсов. Пример такой записи приведен на рис. 3.1. Если одновременно проводить замеры отклонений башни, можно определить величину дополнительных ветровых нагрузок, которые возникают, когда частота порывов ветра приближается к частоте собственных колебаний конструкции [84]*.

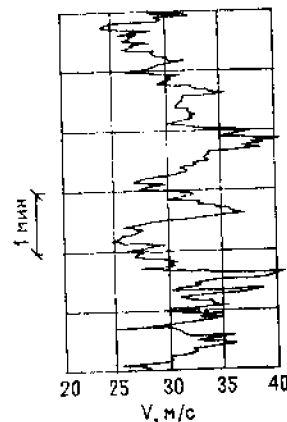


Рис. 3.1. График изменения скорости ветра [84]

* Исследования воздействия ветра на колеблющиеся конструкции изложены в работе [127].

Действующие в настоящее время нормы ветровых нагрузок [73] учитывают влияние порывов ветра и предписывают при расчете гибких сооружений учитывать увеличение нормативных нагрузок от ветра в зависимости от динамических характеристик сооружения*.

Не всегда, однако, существует возможность точно установить все факторы, которые следует учитывать при определении расчетной ветровой нагрузки. Катастрофа висячего моста со средним пролетом 855 м в Такоме (США) произошла вследствие раскачивания конструкций проезжей части. Мост рухнул при скорости ветра меньшей, чем максимально допустимая, имея амплитуду вертикальных колебаний до 9 м, а также большие скручивающие колебания. При проектировании восстановления моста были проведены испытания в аэродинамической трубе для определения влияния порывов ветра на конструкцию, и в результате была значительно увеличена ширина конструкций проезжей части [68]**.

Пример 3.1.

В полосе сильных ветровых бурь, которые проходили в 1967 г. в промышленном районе Спасска, оказалась воздушная линия электропередачи напряжением 110 кВт. Две опоры этой еще не сданной в эксплуатацию линии во время бури переломились, а третья получила незначительные повреждения (рис. 3.2 и 3.3). Башенные пирамидальные опоры решетчатой конструкции имели высоты 32 м и квадратное поперечное сечение со стороной 4 м у основания. Перелом произошел на высоте около 10 м, где сторона поперечного сечения равна 2,5 м. До высоты около 10 м опоры были частично защищены от ветра строениями, деревьями и железнодорожной насыпью. Каждая опора имела по две поперечные траверсы для подвешивания шести рабочих проводов, на верху башен укреплялся провод громоотвода. Во время аварии провода не повалились; на них повисли верхние части стволов сломанных опор.

При обследовании места аварии обращали на себя внимание следующие характерные особенности повреждений элементов конструкций опор:

во время аварии не произошло скручивания стволов; обе обрушенные опоры были согнуты в направлении, перпендикулярном по отношению к линии проводов электропередачи;

в обеих опорах были повреждены одни и те же стержни поясов и раскосов у места перелома; стержни верхней и нижней частей опор не деформировались.

По характеру обрушения можно было предположить, что перелом опор произошел вследствие разрушения поясов после того, как раскосы потеряли устойчивость и свободные длины поясов резко увеличились.

Конструкция опор запроектирована в 1961 г. в соответствии с действовавшими тогда нормами из стали марок St3S и St3SX [74].

Для выяснения причин аварии в первую очередь необходимо было установить критическое состояние сжатых раскосов при их выключении. На рис. 3.3 виден потерявший устойчивость сжатый раскос в нижней части опоры ниже места перелома. В соответствии с нормами ПН-74/В-03200, допустимая величина гибкости сжатых стержней составляет 250. В рассматриваемом случае раскосы перекрестной решетки не были соединены в месте пересечения; концы каждого из них были прикреплены к уголкам поясов только одним

* Наши строительные нормы и правила по определению ветровых нагрузок предписывают уже с 1962 г. учитывать эти факторы [124, 125]; см. работы по исследованию ветровых воздействий на сооружения [126].

** Исследования по аэродинамической устойчивости строительных металлических конструкций даны в работах [128, 129].

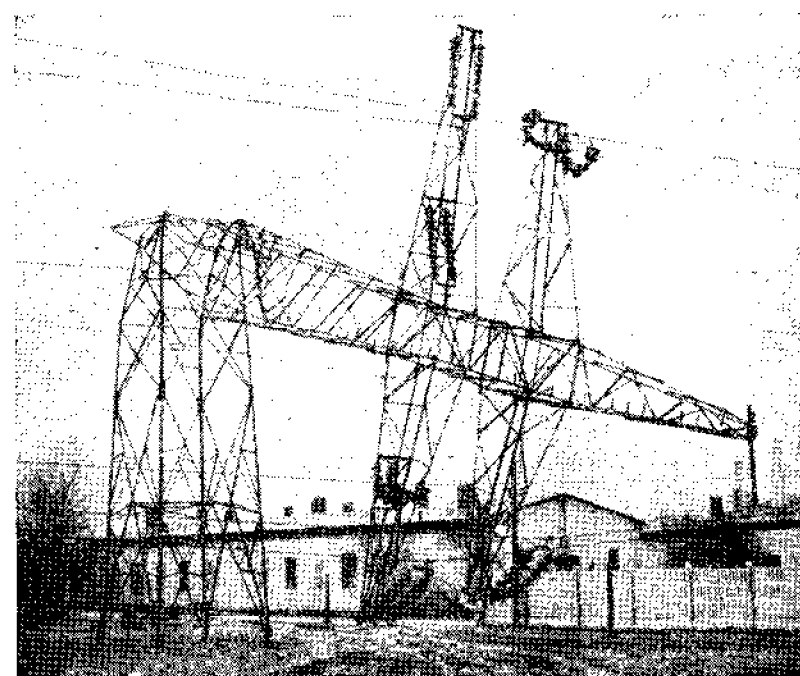


Рис. 3.2. Общий вид разрушения опоры линии электропередачи

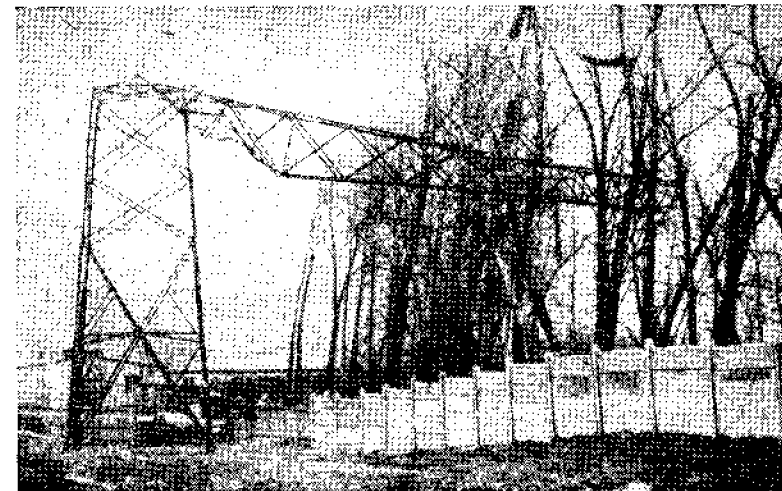


Рис. 3.3. Разрушение опоры линии электропередачи

болтом. Такое эксцентричное крепление маленьких уголков в большой степени влияет на величину напряжений. При критическом значении сжимающего усилия прогиб оси стержня увеличивается:

$$f = \frac{4}{\pi} e \frac{n}{1-n}, \quad (3.1)$$

где e — эксцентриситет; n — отношение осевого усилия в стержне S к критическому S_k .

Множитель $\frac{1}{1-n}$ стремительно возрастает с уменьшением разницы между усилием S и критическим усилием S_k . Также быстро возрастает прогиб сжатого раскоса, поэтому он может внезапно выключиться из работы. В этот момент в несколько раз увеличивается свободная длина уголка пояса и теряется устойчивость всей решетчатой системы.

Конструкция опор была рассчитана по допускаемым напряжениям на максимальное допускаемое напряжение 2000 кг/см^2 при первом варианте сочетания нагрузок (с учетом ветра) и 2400 кг/см^2 для второго варианта сочетания нагрузок. Ветровой напор приняли в соответствии с нормами для скорости ветра 33 м/с , что дает нагрузку 70 кг/м^2 без учета динамического воздействия ветра. Гибкие конструкции такого типа, как башни, должны, однако, рассчитываться с учетом влияния динамического воздействия ветра. Этого требуют обновленные нормы на ветровые нагрузки.

Напряжения в поврежденных раскосах опоры, рассчитанные только от постоянного ветрового давления, не превышали допускаемых напряжений, однако напряжения в уголках поясов достигали предела пластичности. Если же определить коэффициент динамичности в зависимости от характера свободных колебаний конструкции, то он получается равным 2,23. Превышение критических напряжений и потеря устойчивости стержней решетки опоры произошли при значительно меньшем значении коэффициента динамичности. Таким образом, причиной разрушения опор были большая гибкость стержней раскосов, а также неучет динамического воздействия ветра, вызвавшие превышение критических напряжений в стержнях.

Независимо от вышеприведенного анализа следует также принять во внимание технологические условия изготовления. При использовании для изготовления решетчатой конструкции тонкостенных и гибких прокатных профилей всегда существует вероятность случайных искривлений этих стержней. Из этих соображений рекомендуется принимать следующие максимально допустимые гибкости сжатых стержней: 120 в случае работы их в поясах и 150 при использовании в качестве раскосов. Кроме того, при креплении стержней решетки на одном болте следует определять действительную длину стержня так, чтобы после его монтажа он был слегка натянут. В противном случае включение стержня в работу решетчатой системы произойдет только после его выпрямления и ликвидации разницы между фактической и теоретической длиной.

Введение более строгих условий проектирования для конструкций опор линий электропередач приводит к некоторому увеличению расхода стали, а необходимость расчета конструкций на нагрузки, которые исключительно редко встречаются, увеличивает и стоимость строительства. Однако, с другой стороны, следует принимать во внимание, что разрушения конструкций опор, такие, как описано выше, случаются и в других районах страны. Описанный случай аварии произошел, правда, на линии, не сданной в эксплуатацию, поэтому материальные убытки не были слишком велики. Все сложится по-другому, если авария произойдет на действующей линии и повлечет за собой убытки, связанные с прекращением ее эксплуатации, которые могут быть очень существенны. Для правильной оценки проблемы необходимо проводить тщательный статистический анализ, основанный на регистрации количества таких аварий и их экономических последствий.

Другие случаи аварий конструкций, главной причиной которых было динамическое воздействие ветра, связаны с проблемой проектирования мероприятий для защиты конструкции от последствий воздействия повышенных нагрузок.

Пример 3.2

На складе железной руды работает большой порталый кран пролетом 75 м с консолью длиной 20 м на опорах высотой 20 м . Главная балка и обе опоры крана выполнены в виде пространственной решетчатой конструкции.

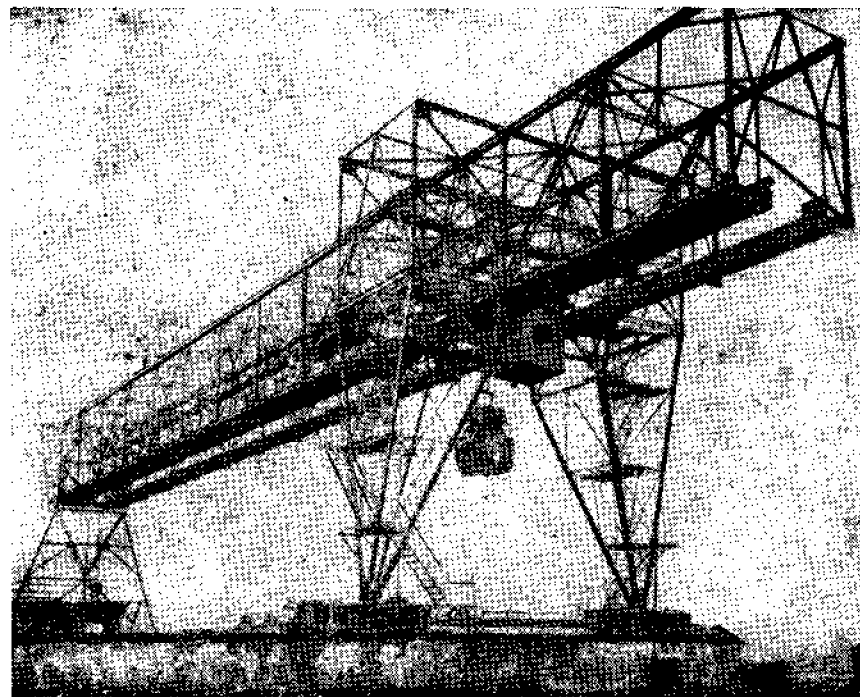


Рис. 3.4. Вид порталого крана пролетом 75 м

Одна опора соединена с решеткой балки жестко, а другая — шарнирно (рис. 3.4). Внизу каждая из опор шарнирно опирается на тележки с восемью колесами. Рельсовые подкрановые пути расположены на сплошных железобетонных балках шириной около 1 м на высоте 4 м над уровнем территории склада.

Двигатель механизма передвижения крана находился на площадке, расположенной на главной балке. Усилие передавалось на колеса тележек обеих опор посредством механических передач и валов. Механизм передвижения не имел никаких специальных предохранительных устройств, кроме обычных тормозов.

Катастрофа произошла в 1926 г. В течение очень короткого промежутка времени поднялся ураганный ветер. О силе ветра свидетельствовало большое количество сломанных деревьев, повреждения обшивок и конструкций габрилен, разрушенные и унесенные на расстояние нескольких десятков

километров крыши жилых домов. Ветер аналогичной силы имеет скорость при порывах свыше 30 м/с, что соответствует давлению 65 кг/м².

Объемная конструкция порталного крана имела большую наветренную поверхность. В момент, когда возникли внезапные порывы ветра, кран находился посередине склада и под напором ветра начал двигаться вдоль по рельсам, пока не ударился с определенной скоростью в упоры, расположенные на концах путей. В результате удара шарнирная опора отклонилась от вертикали, а жесткая опора сошла с рельса и соскочила с бетонной балки рельсового пути на уровень территории склада (рис. 3.5). Произошло разрушение конструкции главной балки в месте ее соединения с жесткой опорой. Главная бал-

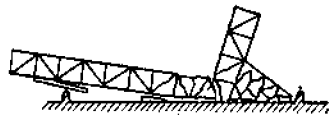


Рис. 3.5. Схема разрушения конструкции порталного крана

Рис. 3.6. Вид главной балки порталного крана после его падения на здание



ка рухнула на одноэтажное фабричное здание и сильно деформировалась (рис. 3.6). Вследствие больших разрушений кран невозможно было восстановить и его разрезали на лом.

Причиной катастрофы признали отсутствие противоветровых предохранительных устройств на кране, посредством которых его можно было бы закрепить на рельсовых путях. В таких случаях обычных тормозов в механизме движения недостаточно для застопоривания крана с целью противодействия силе ветрового напора.

Новый порталный кран был построен в 1927 г.; конструкция его аналогична прежней, но имеет дополнительные предохранительные устройства на случай урагана. Этот кран можно было застопорить посредством установки вручную на головках рельсов захватных механизмов. Для этого крановщик должен был, выйдя из кабины, сойти с крана и пройти длинный путь; на эту процедуру требовалось более 10 мин. Однако с этим краном в феврале 1967 г. также произошла авария. Это очень редкий случай, когда повторились почти одинаковые условия обрушения одной и той же конструкции. В это время через промышленный район Катовицкого воеводства узкой полосой прошел ураган, разрушивший много строительных объектов. Ширина пояса, в котором произошли разрушения, составляла несколько километров, однако точных данных по характеристике урагана нет. Сведения о скорости ветра за пределами этой полосы нельзя принимать во внимание, тем более, что в таких случаях решающее значение имеют внезапные кратковременные порывы ветра.

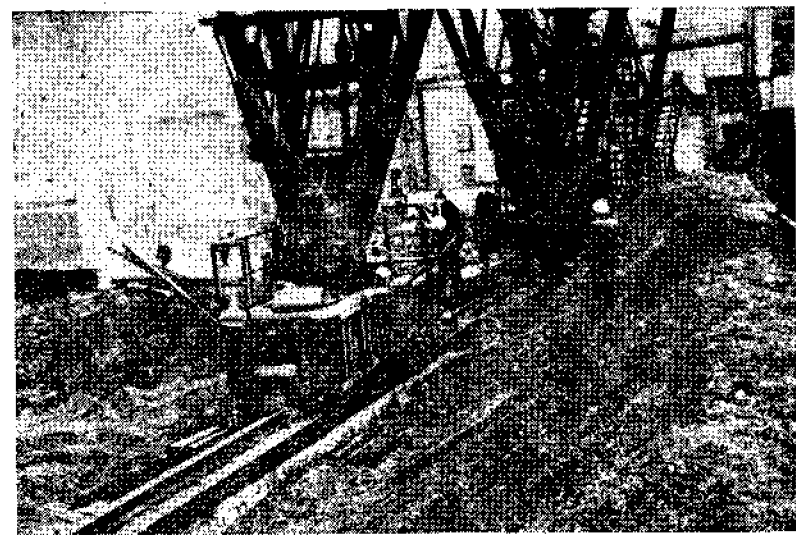
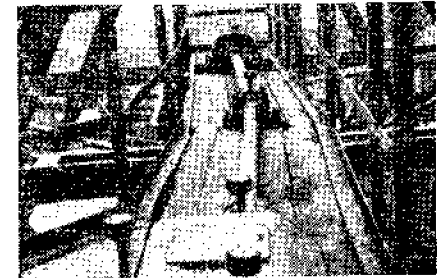


Рис. 3.7. Вид сошедших с рельсов качающихся опор порталного крана

Рис. 3.8. Вид деформированного вала движущего привода порталного крана



Так же как и в предыдущем случае, под действием ветрового напора кран начал двигаться по рельсам и ударился в буфера опорной конструкции в конце путей. Из-за внезапности возникновения урагана крановщик не успел привести в действие противоветровые предохранительные устройства. Очень мощные конструкции упоров в тупике были полностью разрушены. В результате торможения скорость движения крана уменьшилась, однако колеса одной опорной тележки сошли с рельса и остановились на бетонной площадке рельсового пути и частично на поверхности руды, насыпанной на складе до отметки верхнего уровня бетонных площадок (рис. 3.7). Объемная конструкция крана подверглась скручиванию с незначительными повреждениями некоторых элементов. Изгиб продольной оси главной балки виден по изгибу силового вала механизма передвижения (рис. 3.8). Когда конструкцию крана установили на подкрановые пути, решетчатая главная балка упруго восстановила свою первоначальную геометрическую форму, и после незначительного ремонта кран снова был сдан в эксплуатацию.

Таким образом, при обеих авариях отсутствовали эффективно действующие противоветровые предохранительные устройства. В настоящее время несколько порталных кранов таких же размеров, с большей массой и с более высокой скоростью передвижения снабжены сигнализацией, указывающей скорость ветра, и противоветровыми предохранительными устройствами с

электроприводом, которым управляют из кабины крановщика. Противоветровые предохранительные устройства рассчитаны на скорость ветра 65 м/с.

Установка соответствующих противветровых предохранительных устройств и упорных конструкций на концах подкрановых путей обязательна также и для мостовых кранов, которые работают под открытым небом на эстакадах.

От того же урагана в другом месте был сброшен с подкрановых путей мостовой кран, работавший на эстакаде (рис. 3.9). На путях находились два крана, которые под влиянием порывов ветра покатались по рельсам. Крановщик

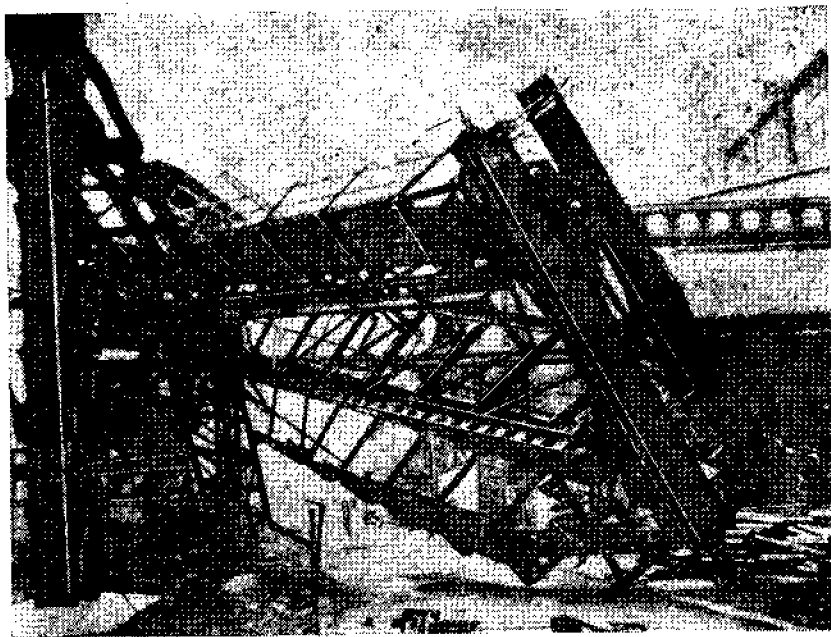


Рис. 3.9. Вид крана после аварии

первого крана успел выскочить из кабины на эстакаду, а кран ударился об упоры в конце путей, срезал их и упал с эстакады. В то же время крановщик второго крана включил ход, обратный направлению ветра, и сумел удержать кран на путях до тех пор, пока напор ветра не уменьшился. Описанный случай падения крана вследствие среза стопорных ограничительных конструкций не единичен.

В тех случаях, когда мостовые краны работают под открытым небом, необходимо предусматривать предохранительные устройства, рассчитанные на ветер ураганной силы, а также буферные ограничители и упоры, рассчитанные на действие повышенных динамических нагрузок. В польских нормах не отражены вопросы расчета и проектирования буферных ограничителей и конструкций упоров.

Согласно инструкции службы технического надзора буферные ограничители и конструкции упоров необходимо рассчитывать на удар крана, движущегося с наибольшей скоростью и во всяком случае не меньше половины ее максимального значения, в зависимости от типа тормозов. Следует иметь в виду, что конструкция упора подвергается воздействию ударной динамической нагрузки. В зависимости от способа соединения конструкции упора с под-

крановой балкой и конструкцией цеха (или с конструкцией опоры в случае, когда кран работает под открытым небом) для торможения и поглощения энергии движения крана могут использоваться упругие деформации этих конструкций. Более выгодным является соединение конструкции с подкрановой балкой при помощи болтов. Сварные соединения слишком жестки и обладают меньшей прочностью при ударных нагрузках.

Методы расчета конструкций буферных упоров являются темой многих исследовательских работ [4].

Порывы ветра, которые могут вызвать колебания в области резонанса, особенно опасны для сооружений, имеющих низкую частоту собственных колебаний; к ним относятся трубы, мачты и всякие конструкции. В этом случае возникают колебания в плоскости, перпендикулярной к направлению ветра, и может происходить существенное нарастание амплитуд колебаний конструкции. От степени деформации конструкции зависит опасность возрастания напряжений в элементах свыше установленной прочности материала.

Пример 3.3

Переход магистрального трубопровода через реку и заливаемую пойму был выполнен в виде двухпролетной самонесущей висячей конструкции, изображенной на рис. 3.10. На трех пилонах в виде стальных решетчатых портал-

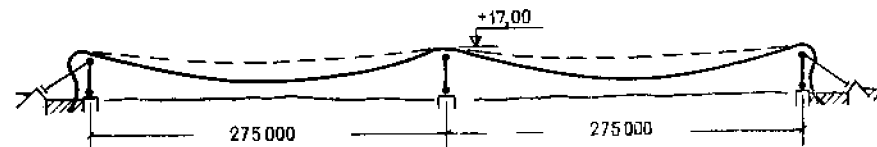


Рис. 3.10. Общая схема перехода трубопровода через реку

ных рам, установленных на расстояниях 2×275 м, была подвешена труба диаметром 508 мм, поддерживаемая двумя тросами диаметром 46 мм с помощью обойм, изготовленных из металлической полосы (рис. 3.11). Труба была шарнирно подвешена к поперечинам порталов с использованием специальных качающихся элементов, в которых также крепились концы несущих тросов (рис. 3.12). За крайними пилонами труба соединялась с подземной частью трубопровода. Устойчивость крайних пилонов обеспечивалась системой тросовых оттяжек $7 \varnothing 31,5$ мм, закрепленных в фундаментах и воспринимающих распор, создаваемый висячим трубопроводом. Средний пylon был соединен с крайними пилонами верхней стяжкой из троса диаметром 31,5 мм.

По трубе транспортировался газ под давлением 50 атм. Через год после сдачи трубопровода в эксплуатацию в стенках трубы диаметром 508 мм на участках, расположенных близ пилонов, появились трещины (рис. 3.13).

Наблюдения показали, что в определенных условиях при некоторых скоростях и направлении ветра, в конструкции трубопровода возникают очень сильные колебания, вызванные появлением резонанса. Поперечные колебания трубопровода переходили в асимметричные вертикальные, при этом амплитуды достигали нескольких метров; когда первый пролет опускался вниз, средний пylon наклонялся в его сторону, второй пролет поднимался, затем все повторялось в обратном порядке.

Такие колебания в плоскости, перпендикулярной к направлению действия ветра, часто возникают в гибких цилиндрических элементах и вызываются вихрями Кармана, которые образуются попеременно с двух сторон на подветренной стороне цилиндра. Чтобы исключить возможность возникновения

Рис. 3.11. Поперечный разрез конструкции подвески трубы
1 — труба; 2 — несущий трос; 3 — обойма

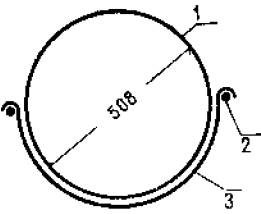
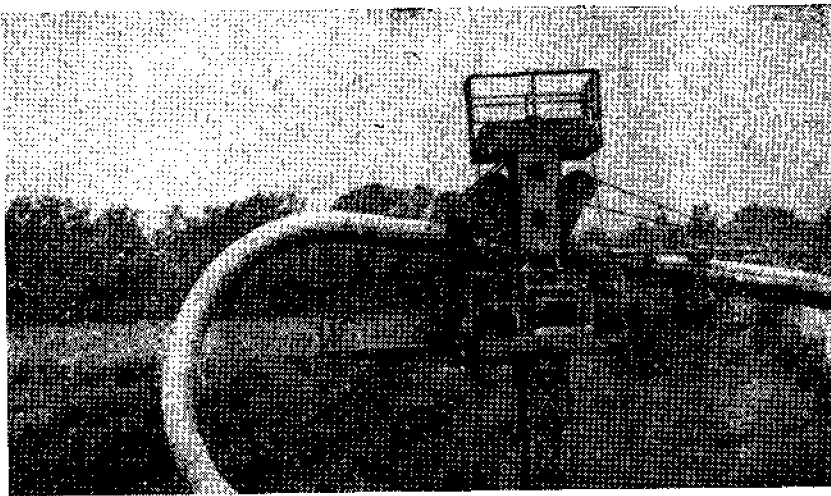


Рис. 3.12. Вид верхней части крайнего пилона



этого явления, разработан ряд рекомендаций по способам конструирования и расчета гибких трубчатых конструкций [71]. Для подвешенных трубопроводов такие рекомендации к тому времени еще не были разработаны [32, 72]*.

Многочисленные колебания с такой значительной амплитудой привели к появлению усталостных трещин в сварных швах трубы около пилонов, где наблюдаются значительное изменение жесткости трубы и наибольшие напряжения от изгиба. Срочный ремонт повреждений заключался в разделке трещин и их заварке. Для исключения возможности появления колебаний рассматривались следующие мероприятия:

1. Раскрепление трубы тросовыми растяжками к фундаментам пилонов и другим жестким точкам. Это ужесточение конструкции почти полностью гасит колебания трубопроводов и предохраняет его от дальнейших повреждений. Но такое решение нельзя рассматривать как долговременное, так как стрелы провесов трубопровода существенно меняются от температуры и это влечет за собой временное ослабление или слишком сильное натяжение раскрепляющих растяжек. Кроме того, раскрепляющие растяжки, расположенные в зоне поймы, будут некоторое время находиться под водой.

2. Изменение динамических характеристик конструкции, а именно, разделение трубопровода на два отдельных пролета с «мягкой» вставкой в виде компенсатора над средним пилоном.

3. Применение гасителей колебаний в виде грузов, подвешенных к определенным местам трубопровода на пружинах с заранее подобранными динамическими характеристиками. Этот способ позволяет гасить некоторые виды

* Исследования и рекомендации по аэродинамической устойчивости подвешенных трубопроводов приведены в работе [130].

колебаний. В данном случае нельзя было применять для гасителей массивные грузы, принимая во внимание прочность конструкции.

4. Применение турбулизаторов. Так как колебания трубы в плоскости, перпендикулярной к направлению ветра, возникают вследствие воздействия завихрений Кармана, образующихся в подветренной зоне, то соответственно установленные элементы в виде спиральных или продольных лопаток будут гасить эти завихрения и препятствовать возникновению ветрового резонанса.

Для подбора эффективных турбулизаторов необходимо провести подробный анализ динамических свойств конструкции, а также ряд экспериментальных исследований, в том числе в аэродинамической трубе.

При неудачно сконструированной форме поверхности кровли здания снеговая нагрузка может превысить нормативное значение. На такой кровле образуются так называемые снеговые мешки, в которых может накопиться значительное количество снега с толщиной слоя, существенно большей, чем средняя глубина снежного покрова. В случае снегопада с ветром накопление снега может произойти на подветренной стороне.

Пример 3.4

Кровля двухпролетного промышленного цеха образована волнистыми листами [18]. Несущая конструкция покрытия этого цеха состоит (рис. 3.14) из жестких оболочек 1, растянутых между фермами 2 пролетом 31,40 м, расположенными на расстоянии 12 м одна от другой между рядами колонн цеха. Плоские несущие элементы 3, с помощью которых оболочки подвешиваются к фермам, передают горизонтальные усилия на распорные балки 4.

Оболочки одинарной кривизны изготовляли из оцинкованных волнистых листов 27×100×0,75 мм с шириной куска 0,80 м и длиной, равной длине оболочки (около 14 м). Волнистые листы заклепками крепились к плоским несущим элементам 3 параболической фермы, выполненным также из металлического листа.

Оболочки изготовляли вместе с несущими плоскими элементами в виде плоских полотнищ размером 14×15,7 м, площадью 217 м². Для транспортирования на строительную площадку полотнище сворачивали в рулон (рис. 3.15). На строительной площадке рулон раскатывали, поднимали и прикрепляли к предварительно смонтированным на колоннах фермам. В процессе подъема полотнищ происходило провисание волнистых листов. Стрела провеса полотнища равнялась 2,40 м. Одновременно устанавливали распорные балки.

Два соседних пролета цеха различной высоты были перекрыты таким способом подвешенными волнистыми листами.



Рис. 3.13. Разрушение стенки трубы на участке подвески к крайнему пилону

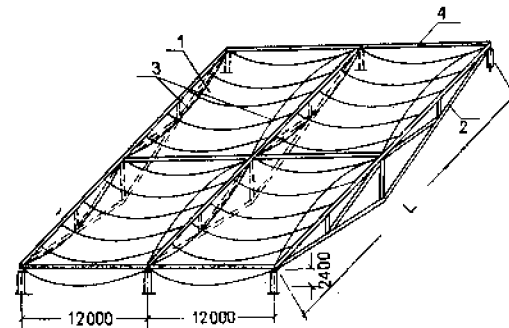


Рис. 3.14. Схема конструкции кровельного покрытия цеха

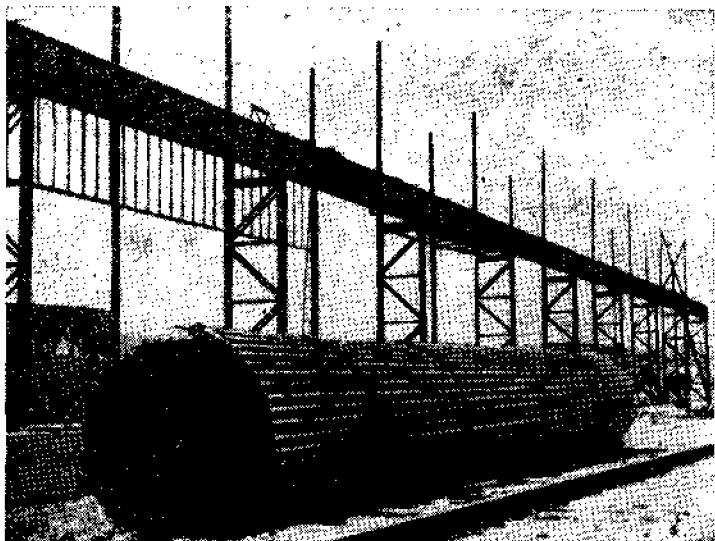


Рис. 3.15. Рулон волнистого листа размером 14×15 м

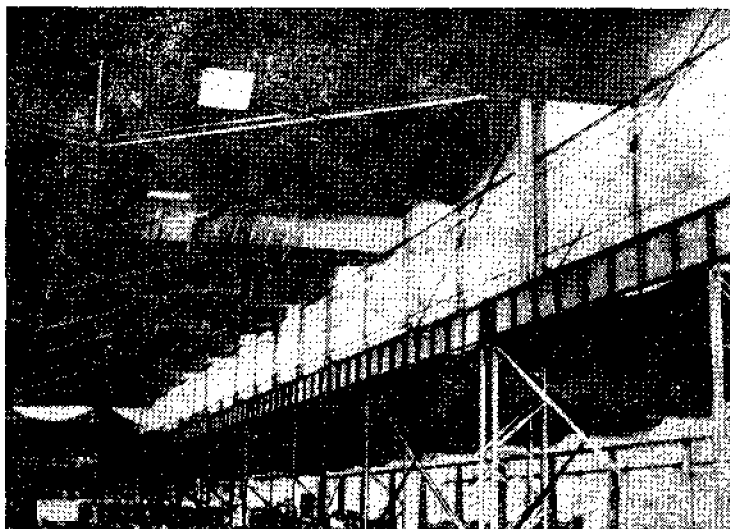


Рис. 3.16. Вид двухпролетного цеха с подвешенной кровлей из волнистого листа

ми (рис. 3.16). И уже на этом этапе монтажа случилось переламывание листов в середине пролета полотнища из-за напряжений, возникающих при изгибе холодного листа, имеющего определенную жесткость. Эти напряжения могли не возникнуть, если бы волнистым листам заранее придали соответствующую форму, предварительно награв их, и монтировали к несущим конструкциям уже в выгнутом состоянии [45]. Вследствие таких повреждений пришлось увеличить толщины волнистых листов в средней части полотнища на участке длиной 7 м.

В зимнее время при обильных снегопадах ветер замел снегом скаты кровли, имеющие форму впадин глубиной 2,40 м. Произошло обрушение конструкций покрытия с пролетом наименьшей высоты. Причиной аварии явилась чрезмерная снеговая нагрузка, действующая на кровлю, которая привела к превышению предела прочности как в соединениях волнистого листа с балками-фермами, так и в самом листе.

После изготовления новой конструкции скаты кровли были дополнительно усилены тросами, размещенными над волнистыми листами, с шагом, равным ширине листов. Однако нельзя не заметить, что скопление снега на кровле в этом случае было вызвано ее неудачной формой, поэтому нельзя поручиться, что явление, которое вызвало аварию, не повторится.

Перегрузка конструкции кровли вследствие скопления снега не принадлежит к явлениям внезапным. Чаще всего появляются деформации или даже местные повреждения элементов конструкции, не угрожающие, однако, устойчивости всей конструкции.

В приведенном примере, а также примере 3.21 последствия аварий были обширными, так как произошло выключение из статической работы главного элемента конструкции.

Для некоторых конструкций предусматривается испытание их под нагрузкой с целью замера деформаций или напряжений. Такие нагружения используют для испытаний конструкций мостов, резервуаров, высоконапорных трубопроводов и т. п., предусматривая в проекте величину испытательной нагрузки, а также способы проведения испытаний и замеров. При проектировании таких испытаний необходимо рассчитывать, чтобы во время пробных загрузок ни в одном из элементов конструкции не были превышены предельные напряжения, определенные как безопасные для испытываемой конструкции. При пренебрежении условиями работы конструкции во время пробной загрузки может произойти разрушение или повреждение конструкции или могут появиться слишком большие деформации.

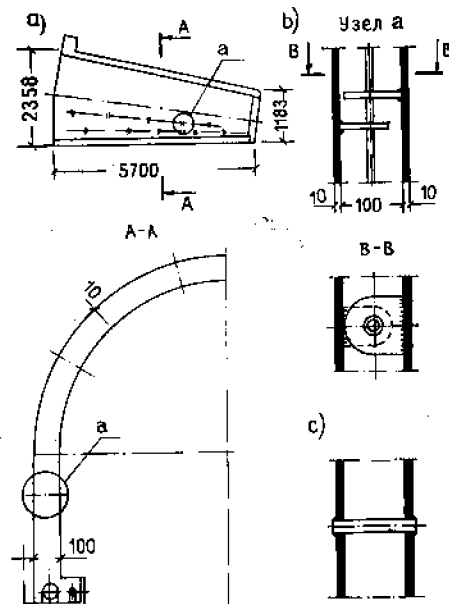


Рис. 3.17. Камера впуска газа
а — вид камеры и ее поперечный разрез;
б — узел первоначального соединения стенок;
с — узел соединения стенок после ремонта (применение распорок)

Пример 3.5

Камера впуска газов, выполненная в форме подковы, имеет двойные стенки, изготовленные из листов толщиной 10 мм. Камера охлаждается водой, которая стекает между стенок без напора под действием силы тяжести (рис. 3.17, а). Соединение листов наружной оболочки с листами внутренней было запроектировано в соответствии с эскизом, приведенным на рис. 3.17, в. К листам обеих оболочек были приварены поперечные фасонки с отверстиями, через которые пропускался стержень диаметром 20 мм. Чтобы длинный стержень-чеку можно было пропустить через несколько фасонки, отверстия в них выполняли несколько большими диаметра стержня.

В соответствии с требованиями проекта двойные стенки камеры, предназначенные для пропуска охлаждающей воды, должны были испытываться на герметичность под давлением 3 атм. Во время этого испытания произошло выпучивание листов оболочки, а стержни, которые должны были обеспечить устойчивость оболочки, деформировались.

Причиной аварии было неправильное соединение листов оболочки и непригодность всей конструкции камеры с двойными стенками к внутреннему давлению. Недостаточное число поперечных фасонки и большие отверстия в них явились причиной изгиба оболочки, которая в этих условиях стала работать как диафрагма. Кроме того, не было необходимости подвергать испытанию давлением в 3 атм конструкцию, в которой мог возникнуть только незначительный напор.

При ремонте камеры установили поперечные стержни-распорки, которые монтировали снаружи через отверстия, просверленные в обеих стенках (листах оболочек), а затем приваривали к этим стенкам (рис. 3.17, с).

Число распорок и их размещение были определены на основе расчетов прочности для давления меньшего, чем при первом испытании.

3.2. НЕПРАВИЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ЭЛЕМЕНТОВ

Размеры элементов конструкций и их сечений подбирают в зависимости от величины и характера усилий, которые определяются на основе расчетов. Неправильное назначение размеров или сечения элементов конструкций возможно в случаях, когда в процессе создания технического проекта не были разработаны решения основных конструктивных узлов. В дальнейшем из-за отсутствия координации между создателями проекта на разных его этапах во время разработки детализовочных чертежей от внимания проектировщиков могут ускользнуть важные факторы, которые недостаточно отражены в расчетах и техническом проекте.

Пример 3.6

Главный корпус прокатного цеха представляет собой двухпролетное здание с пролетами шириной 27 и 33 м. Колонны расставлены в среднем ряду с шагом 12 и 18 м, а в крайних рядах — 6 м. Кровля, смонтированная из тяжелых железобетонных плит длиной 6 м, опирается на стальные фермы пролетом 27 или 33 м, которые передают усилия прямо на колонны или подстропильные фермы, опирающиеся на колонны. Одна из таких ферм в боковой стене, расположенная над проемом, через который в цех проходит в косом направлении железнодорожный путь, воспринимает нагрузку от половинной кровельной покрытия цеха и, кроме того, от половины кровли пристройки, а также от части боковой стены над пристройкой. Эта цельносварная ферма имеет пролет 30 м и высоту 3 м. Пояса фермы выполнены из швеллерного профиля, сваренного из отдельных листов, раскосы и стойки — из прокатных профилей (рис. 3.18).

Эта ферма обрушилась в марте, в период, когда кровля не была покрыта снегом, а температура наружного воздуха достигала нескольких градусов выше нуля. Произошел полный отрыв нижнего пояса и раскоса в крайнем узле А (рис. 3.19). Вследствие обрушения фермы опирающаяся на нее часть крыши опустилась приблизительно на 30 см, задержавшись на горизонтальной связи подкранового пути, благодаря чему последствия аварии оказались незначительными.

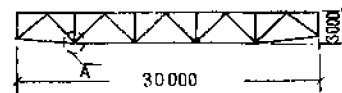
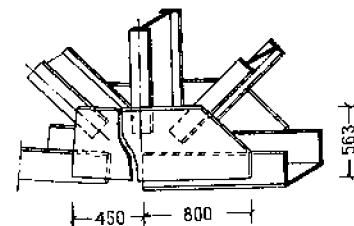


Рис. 3.18. Схема решетчатой балки

Рис. 3.19. Разрушение узловых фасонки в узле А балки [93]



Как видно на рис. 3.20, трещина прошла по косынке в месте, где резко изменялось сечение нижнего пояса, и начиналась у конца продольного шва, которым пояс приваривался к косынке. Разрыв листов обеих косынок в нижней части имел зернистую поверхность и только в верхней части были видны следы пластической деформации с характерной «елочкой» (рис. 3.20 и 3.21).



Рис. 3.21. Вид разлома узловой фасонки [93]

Рис. 3.20. Вид разорванного узла А [93]

Анализ напряженного состояния показал, что в нижнем поясе фермы в месте разрыва косынок толщиной 14 мм и высотой 563 мм действовали продольное растягивающее усилие $N = 144,2$ т; поперечное усилие $Q = 34,6$ т, изгибающий момент $M = 33,2$ тм.

Напряжения в крайней фибре косынки равны

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 3158 \text{ кг/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q}{A} = 220 \text{ кг/см}^2.$$

Отсюда величина равнодействующей напряжений

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 3180 \text{ кг/см}^2.$$

Испытания материала узловых косынок показали, что они выполнены из низкокачественной кипящей стали со следующими химическим составом и механическими свойствами:

$$C = 0,18 \div 0,22\%; \text{Mn} = 0,4\%; \text{Si} = 0,03 \div 0,05\%; \text{P} = 0,035 \div 0,063\%; \text{S} = 0,069 \div 0,104\%; R_{\sigma} = 27,2 \div 28,1 \text{ кг/мм}^2; \\ R_m = 42,0 \div 42,8 \text{ кг/мм}^2; A_5 = 30\%; Z = 50\%.$$

В результате испытания ударной вязкости материала узловых косынок при различных температурах на образцах с надрезом типа «Шарпи» было установлено, что температура перехода материала в хрупкое состояние высока и для ударной вязкости $3,5 \text{ кгМ/см}^2$ составляет $-15 \div 25^\circ \text{C}$ (рис. 3.22 и 3.23).

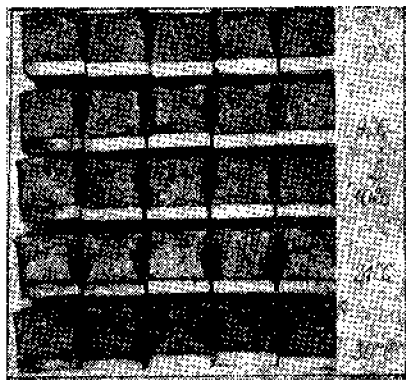


Рис. 3.22. Образцы металла, испытанные на ударную вязкость по методу ISO-Шарпи V, снятые из узловых фасонки [93]

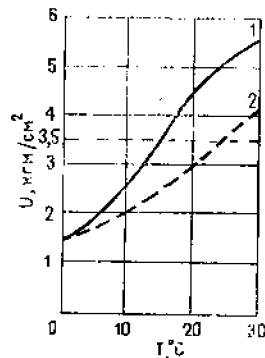


Рис. 3.23. График изменения ударной вязкости материала узловых фасонки 1 и 2, полученный в результате испытания образцов с надрезом типа «Шарпи» при различных температурах [93]

Упрощенное испытание свариваемости по методу «Шабельки» показало минимальную ударную вязкость в зоне термического влияния шва (на расстоянии 4,5 мм от края шва) $1,8 \div 2 \text{ кгМ/см}^2$.

На основе результатов приведенного анализа и испытаний было установлено, что разрушение листов вызвано следующими причинами.

В косынках образовались слишком высокие напряжения, вызванные отсутствием непрерывности пояса в месте стыка, а также отсутствием накладки, соединяющей нижние полки обеих частей прерванного пояса. Фибровые напряжения в листах значительно превысили предел пластичности, но не достигли величины предела прочности стали на растяжение.

Местные значительные перегрузки листов узловых косынок часто наблюдаются в стальных конструкциях, но далеко не всегда приводят к аварии благодаря локальной пластичной деформации перегруженных участков материала. В данном случае способность материала пластично деформироваться была ограничена, так как материал косынок оказался склонным к хрупкому разрушению. Несмотря на то, что его механические свойства находились в границах, определенных нормами, испытания на ударную вязкость показали высокую температуру перехода в хрупкое состояние и плохую свариваемость. Это связано главным образом с низкой степенью раскисления стали (вместо листов

из полуспокойной стали марки St3SY*, требуемой по проекту, были доставлены листы из кипящей стали марки St3SX, а также с повышенным содержанием фосфора и серы.

Таким образом, в рассматриваемом случае имелись в наличии все причины, влекущие за собой хрупкие разрушения под действием высоких напряжений: резкое изменение геометрической формы и структуры (конец шва) сечения, значительная концентрация напряжений, повышенная температура окружающей среды, которая была ниже, чем температура перехода материала в хрупкое состояние.

На примере этой аварии видно, что нужно тщательно решать конструкцию узлов, особенно для ферм тяжелого типа, при этом, стыкуя стержни обеспечивать равномерную передачу усилия. Узловая косынка не может рассматриваться как стыковая накладка стержня. Прерванный пояс должен или свариваться встык, или соединяться по всему сечению стыковыми накладками. Учитывая, что в узловых косынках всегда имеется концентрация напряжений, их следует выполнять из спокойных сталей или в крайнем случае из полуспокойных при малой толщине.

С учетом этих указаний был перепроектирован поврежденный узел фермы, в нем были добавлены накладки, непрерывно соединяющие все сечение нижнего пояса. Поврежденная конструкция была поднята в проектное положение при помощи четырех складных решетчатых мачт и гидравлических домкратов, подставленных под четыре узла ферм покрытия, ближайших к поврежденной ферме. Вместе с фермами покрытия поднялась до горизонтального положения и поврежденная ферма и в этом положении была отремонтирована. Во время подъема с помощью механических тензометров с большой базой контролировались напряжения в нижних поясах ферм [93].

Аналогичная ошибка при проектировании стала причиной и другой аварии, описанной в следующем примере. Здесь также отсутствовал анализ распределения усилий в соединении элементов конструкции.

Пример 3.7

Устройство для загрузки цемента пересыпкой состоит из четырех бункеров, установленных на каркасную конструкцию, поднятую над железнодорожными путями, а также из площадок обслуживания (рис. 3.24).

Стальные цилиндрические бункера диаметром 4,40 м и высотой 6,41 м были изготовлены из листа толщиной 5 мм. Бункера опирались в четырех точках на отметке +10,40 м на стальные балки каркаса. У двух бункеров было запроектировано по две сыпных горловины прямоугольной формы, а между цилиндрической частью и горловинами была предусмотрена средняя переходная вставка, соединяющая кольцевое сечение верхней части с квадратным сечением нижней части (рис. 3.25). На отметке +9,44 м сыпные горловины крепились к средней переходной вставке при помощи фланцевого соединения на болтах. В соединении каждой горловины было по 30 болтов М16. В каждой горловине на отметке +8,44 м были устроены дополнительно фланцевые стыки также на 30 болтов М16.

Бункера были оборудованы ленточными транспортерами для загрузки цемента, а также воздухопроводами, которые облегчали разгрузку емкостей.

После нескольких дней эксплуатации во время разгрузки с помощью пневматики одного из бункеров оторвались обе сыпные горловины и рухнули на площадку обслуживания, которая в свою очередь разрушилась и упала на стоящий внизу железнодорожный вагон (рис. 3.26). Разрушение произошло посередине сечения емкости, при этом обе сыпные горловины расходились постепенно до полного разрыва болтов.

Анализ трудностей, возникающих в процессе разгрузки цемента, показывает, что вероятнее всего произошло зависание массы цемента, а затем внезапное ее обрушение, это и дало толчок к началу аварии.

Бункер был рассчитан на нагрузку слежавшегося цемента объемной массой 1500 кг/м^3 с углом внутреннего трения 30° . Болты в соединении сыпных

* Сталь марки St3SY соответствует стали марки ВСтЗпс2 по ГОСТ 380—71.

горловин были рассчитаны на нагрузку от цемента, поданного пневматическим способом, объемной массой 1200 кг/м^3 с тем же углом внутреннего трения. Вычисленную таким способом нагрузку проектировщик равномерно распределил на все болты фланцевого соединения горловин.

Проведенный после аварии расчет показал, что причиной возникновения аварии явились следующие факторы: ошибочно принятая величина расчетной нагрузки и неправильное распределение нагрузки между болтами фланцевого соединения.



Рис. 3.24. Общий вид бункера для хранения цемента

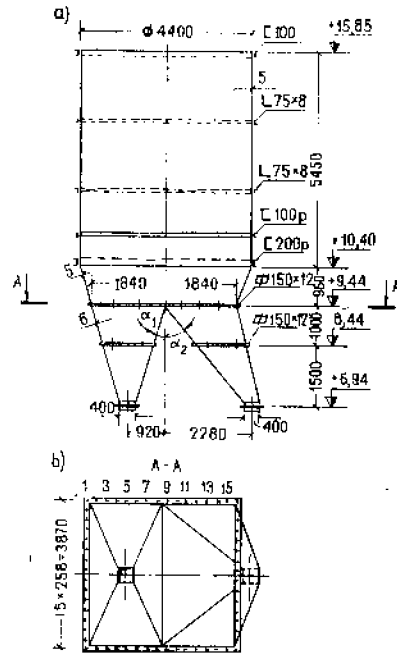


Рис. 3.25. Бункер для хранения цемента [46]

a — вид сбоку; *b* — горизонтальный разрез по соединению смежных горловин бункера

В данном случае кроме принятых в расчете нагрузок, следует учитывать нагрузки от влияния избыточного давления воздуха при аэрации, а также динамическую нагрузку при обрушении зависшей массы цемента. Расчеты показали, что давление $P=2$ атм воздуха, нагнетаемого через 12 аэрационных сопел, размещенных по периметру горловины, было меньше, чем давление статической нагрузки от столба цемента высотой H , с объемной массой γ :

$$P < \gamma H. \quad (3.2)$$

В то же время расчет динамического воздействия от обрушения зависшей массы цемента, проведенный для принятого времени $T=1$ с, показал, что динамический коэффициент необходимо принимать $\delta=1,5$.

На основании этого была определена суммарная величина нагрузки на фланцевое соединение:

$$P = 1,5 \cdot 54 \cdot 100 = 81 \cdot 000 \text{ кг.}$$

Принимая во внимание форму фланцевого соединения и место приложения нагрузки, можно прийти к заключению, что действительная картина распределения усилий в болтах была неравномерной. Нагрузка, действующая на горловину, вызвала значительную перегрузку болтов в средней части фланцевого соединения и недогрузку крайних болтов (рис. 3.27).

Еще одной причиной неравномерного распределения нагрузки в болтах была податливость фланца. Рассматривая фланец как плиту, опертую на ребра жесткости и нагруженную силами, приложенными по осям болтов, удалось установить эпюры локальных прогибов отдельных участков фланцевого соединения. Эти эпюры свидетельствовали о недостаточной жесткости фланца. По этой причине некоторые болты в средней части соединения были дополнительно перегружены.

Исследования 12 разорванных болтов М16 показали, что химический состав металла в них и механические свойства отвечают требованиям норм РН/Н-84020 для стали марки St4. Материал обладал хорошими пластическими свойствами, о чем свидетельствовали также вид изломов разорванных болтов с явными признаками значительных деформаций и формы скошенных срезов (рис. 3.28). Болты М16, разорванные при испытании, показали, что их прочность на растяжение изменяется в пределах $7200 \div 9500$ кг, что свидетельствует о значительной перегрузке болтов в соединении во время аварии.

Происшедшей аварии способствовали также дефекты, появившиеся в процессе монтажа конструкции, например некоторые отверстия под болты

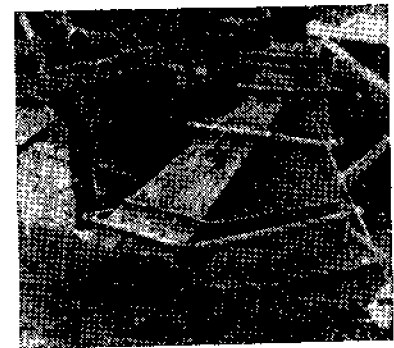


Рис. 3.26. Вид горловины бункера после аварии

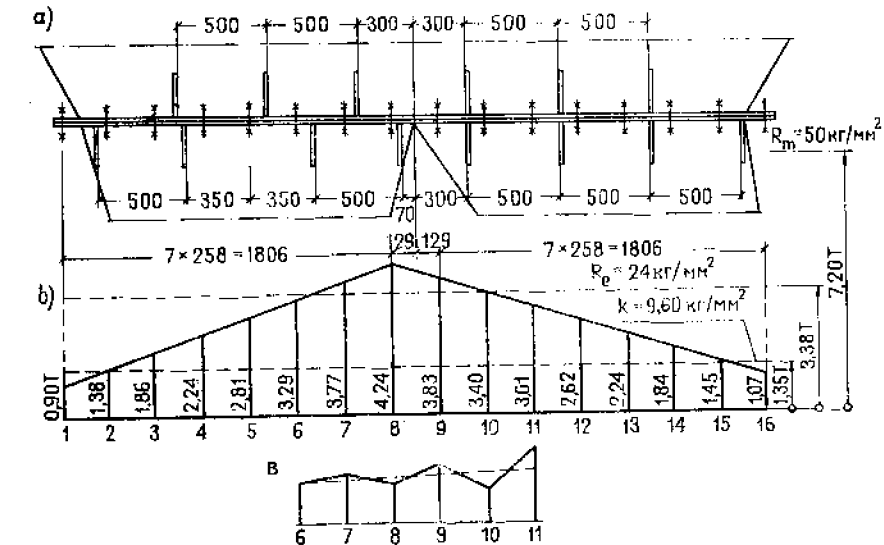


Рис. 3.27. Болтовое фланцевое соединение сыпных горловин бункеров [46]: *a* — схема размещения болтов; *b* — эпюра распределения сил в болтах; *c* — эпюра податливости фланца в перегруженной части соединения

были увеличены при помощи газового резака — это привело к тому, что часть болтов была протянута через отверстия вместе с головками (рис. 3.29) [46].

Итак, при расчете объемных листовых сооружений, таких, как емкости для сыпучих материалов, следует учитывать дополнительные воздействия, вызванные особым характером нагрузок и формой соединений. Так как некоторые воздействия трудно определить с достаточной точностью, а нагрузки от них рассчитываются приближенно (например, величина динамических усилий при обрушении свода нагруженного материала), то следует как можно надежнее исключить возможность возникновения перегрузок по другим причинам.



Рис. 3.28. Срез стержня порванного болта

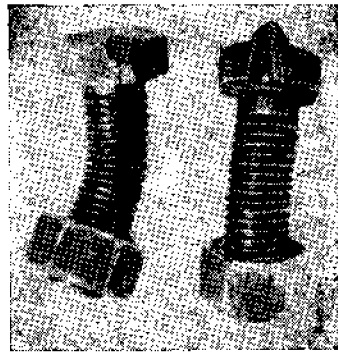


Рис. 3.29. Вид болтов, протянутых через отверстия вместе с головками [46]

Пример 3.8

Цех машины в здании теплоэлектроцентрали имеет пролет 33,50 м. Несущие конструкции цеха образованы железобетонными колоннами, установленными через 6 м и уложенными на них стальными фермами покрытия в виде шпребельных балок. На фермы опираются решетчатые прогоны, расположенные с шагом 3 м, а на них — пенобетонные плиты кровли. Конструкция фермы оригинальна — это балка с затяжкой, переломленной в двух точках, которая представляет собой статически неопределимую систему (рис. 3.30). Затяжка состоит из набора 48 проволок диаметром 5 мм из высокопрочной стали $R_m = 165 \text{ кг/мм}^2$, применяемой обычно в предварительно-напряженных железобетонных конструкциях. Проволоки уложены в четыре слоя по 12 шт. в каждом (рис. 3.31). В таком порядке проволоки тянутся вдоль фермы в ее средней части и крепятся через подкладки к шпребелю, где происходит их перегиб. Приближаясь к опорам, проволоки из отдельных слоев собираются в круглые пучки и проходят в обоймы крепления. На каждом конце установлено по четыре стальные обоймы типа «Фрейсинета», в которых закреплено по 12 проволок каждого слоя диаметром 5 мм.

Затяжку монтировали на строительной площадке после установки стальной сварной балки на монтажные опоры. Сначала для того чтобы вызвать релаксацию проволоки, ее натягивали усилием, превышающим на 10% расчетное, и удерживали в этом состоянии в течение 10 мин, после чего снимали натяжение и закрепляли проволоки в ненапрянутом состоянии. После закрепления всех проволок ферму снимали с монтажных опор и монтировали в проектное положение. После укладки плит кровли и всех слоев кровельного покрытия происходило нагружение фермы, вызывающее самонапряжение затяжки.

В процессе строительства были замечены разрывы отдельных проволок в смонтированных фермах. Тщательный анализ показал, что под действием расчетных нагрузок напряжения около 10% проволок достигают значений, допускаемых только при редких перегрузках.

Во время обследования конструкции после монтажа было обнаружено, что разрывы проволок имеются в трех фермах. Все разрывы произошли около мест перегиба затяжки на расстоянии 2–30 см в сторону середины фермы.

Вследствие этого нагрузка на покрытие была уменьшена на одну треть путем замены пенобетонных плит плитами более легкими. После такой разгрузки конструкции расчетные напряжения существенно снизились и коэффициент запаса составил для затяжки 4,5; для остальных элементов фермы — $2,4 \div 3,2$.

Обнаруженные случаи разрыва отдельных проволок затяжки были вызваны главным образом неравномерностью их натяжения. Уже во время монтажа наблюдалась разница в стрелках провиса проволок. Неравномер-

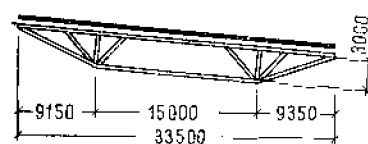
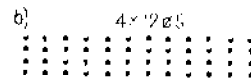
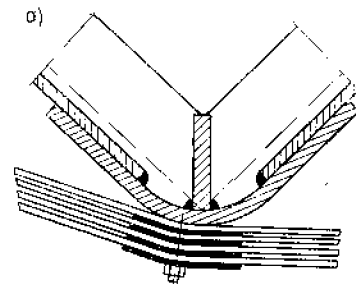


Рис. 3.30. Схема фермы — несущей конструкции кровельного покрытия [49]

Рис. 3.31. Конструкция узла фермы [49]

а — деталь крепления затяжки к решетке шпребеля; б — размещение проволок в затяжке (поперечный разрез)



ность натяжения отдельных пучков и слоев затяжки можно объяснить неполной разгрузкой их перед закреплением. Для определения фактических величин напряжений отдельных проволок затяжки использовался специальный динамометр, сконструированный Институтом строительной техники. Величина растягивающего усилия S в проволоке определялась на основании результата замера прогиба f проволоки под действием известной силы P , приложенной в середине пролета. График зависимости между этими величинами для данного типа проволоки строили опытным путем. Напряжение в проволоке площадью сечения A рассчитывали по формуле

$$\sigma = \frac{S}{A}, \quad (3.3)$$

а коэффициент неравномерности натяжения проволок в отдельном пучке — по формуле

$$\Delta = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\text{ср}}}, \quad (3.4)$$

где σ_{\max} , σ_{\min} и $\sigma_{\text{ср}}$ — соответственно максимальное, минимальное и среднее напряжения в проволоках одного пучка.

Замеры, проведенные в трех сечениях по длине затяжки, показали, что в среднем величина натяжения пучков соответствовала расчетным значениям ($\sigma = 2120 \text{ кг/см}^2$). Натяжение же отдельных проволок значительно отличалось от этой средней величины (разница напряжений в проволоках доходила до 2000 кг/см^2), и коэффициент неравномерности натяжения проволок в пучке достигал значения $\Delta = 0,485$.

Было установлено также, что существует разброс в величине усилий, действующих в проволоках затяжки по обеим сторонам перелома пучков, однако не удалось найти определенной зависимости в основном из-за отклонений направлений отдельных пучков. Признано, что причиной разрывов проволок является их перегрузка, вызванная неравномерностью натяжения как между отдельными проволоками, так и по их длине. Кроме того, сопутствующей причиной, особенно на перегибах, являлись механические повреждения проволок, которые образовались в процессе их натяжения.

Из вышесказанного можно сделать вывод, что не следует применять затяжку в виде свободных проволочных пучков, для которых трудно добиться равномерности натяжения. Затяжки, особенно большой длины, должны проектироваться из канатов и тросов, в которых проволоки работают слитно с плотным касанием по длине одна к другой [49].

Инженер-проектировщик должен не только знать основы проектирования и уметь решать конструктивные формы узлов и деталей, ему необходимо еще понимать, как работает конструкция и в особенности как распределяются усилия в элементах соединения. Случается, что несущественное на первый взгляд ухудшение качества решения конструкции второстепенных элементов приводит к серьезным катастрофам. К таким промахам относятся, между прочим, упущения, связанные с возможной потерей местной устойчивости.

Пример 3.9

Над путями железнодорожной линии был сооружен металлический трехпролетный виадук. Схема конструкции сооружения была принята статически определенной. Каждый пролет был перекрыт шестью продольными балками, соединенными в поперечном направлении на всю высоту балок диафрагмами. По верхнему поясу балок были уложены сборные железобетонные плиты проезжей части. Скрепленные со стальными конструкциями пролетного строения железобетонные плиты образовали жесткую плоскость. По проезжей части были уложены два трамвайных пути.

Две средние опоры виадука, на которые опирались средний пролет, имели в основании шарнирные опорные части. Боковые пролеты опирались одним концом на крайние опоры: в одном пролете на неподвижную, в другом — на катучую; вторым концом — на консольные концы балок среднего пролета.

Шарниры на консолях были сделаны в виде плит с вертикальными выступами, которые ограничивали горизонтальные перемещения.

Две средние опоры в поперечном направлении были выполнены в виде стальных рам (рис. 3.32). Балки среднего пролетного строения опирались неподвижно на поперечные рамы средних опор. Стойки рам имели в основании шарнирные опорные части, закрепленные в фундаментах.

Во всех опорных узлах неподвижность опирающихся элементов в горизонтальном направлении обеспечивалась выступами, расположенными на кромке опорной плиты; высота выступов была около 8 мм, длина — 60 мм. Ни в одной из опор и ни в одном из шарниров не было предусмотрено предохранительное устройство против соскакивания опирающегося элемента с опорной плиты или с шарнирной опоры в случае существенного отклонения оси опорной плиты от вертикали или при отрицательной опорной реакции.

Через 16 месяцев эксплуатации конструкция виадука обрушилась. Катастрофа произошла за несколько минут до прохода под ним пассажирского поезда и повлекла за собой гибель трех человек и тяжелые травмы нескольких десятков человек, которые в этот момент находились на виадуке.

Конструкция виадука обрушилась во время проезда по правой стороне проезжей части тягача с экскаватором, погруженным на четырехосную платформу (рис. 3.33). Катастрофа произошла в то время, когда тягач находился поблизости от крайней опоры А, а платформа с экскаватором располагалась над шарнирной опорой В. Оба крайних пролета виадука соскочили с шарнир-

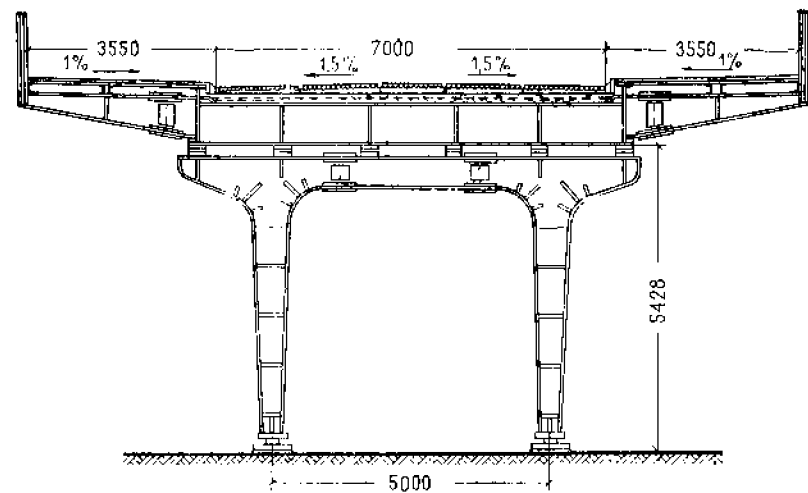


Рис. 3.32. Поперечный разрез виадука по шарнирным опорам

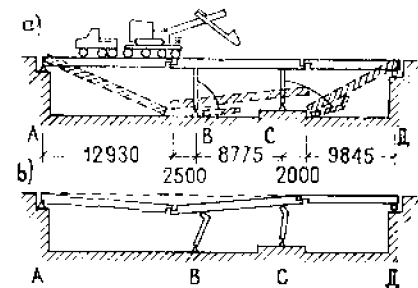


Рис. 3.33. Схема развития катастрофы

а — положение конструкций до и после катастрофы; б — постепенное нарастание деформаций конструкций виадука

ных опор и упали вниз на железнодорожные пути. Средний пролет рухнул почти плоско на расположенные под ним железнодорожные пути и перрон. Обе средние опоры виадука были выбиты из опорных шарниров и оказались: опора В под средним пролетом, а опора С под крайним пролетом. В элементах стальных конструкций были обнаружены следующие повреждения: на консолях среднего пролета были срезаны все вертикальные выступы шарниров, переломана стенка ригеля поперечной рамы средней опоры В, а также сильно изогнута стенка ригеля поперечной рамы опоры С [96].

По взаимному расположению элементов стальной конструкции виадука в завале и по обнаруженным повреждениям можно восстановить очередность этапов обрушения. Образование остаточных деформаций в виде выпучивания стенок ригеля поперечных рам средних опор должно было нарастать в течение длительного времени. Когда тягач с платформой находился над опорой В, произошла потеря устойчивости стенки и ее разрушение. Под влиянием опускания опоры произошел перекося пролетов, что повлекло за собой срез всех выступов в шарнирах и полную потерю устойчивости во всей конструкции. Самым слабым звеном в конструкции виадука оказались стенки поперечных рам средних опор.

Конструкция виадука была запроектирована в соответствии с указаниями норм на строительство дорог и дорожных сооружений 1951 г. в расчете на нагрузку дороги первого класса, т. е. на нагрузку от 20-т автомобиля и толпы людей, однако без расчета на нагрузку от тягача. Такое условие, согласно действовавшей инструкции, было допустимым, так как в то время рядом с виадуком существовал переезд в уровне пересечения дорог. Позднее переезд

упразднили, но существовал проезд под железной дорогой на расстоянии нескольких сотен метров от виадук и можно считать, что условие инструкции было выполнено. Виадук обладал всеми качествами дороги первого класса, но только с ограничением проезда транспорта массой до 20 т, что не было, однако, указано ни на одном дорожном знаке или щите при въезде на виадук.

Катастрофа произошла при действии на виадук нагрузки от транспортного средства общей массой около 60 т, при давлении от одной оси около 12 т. Хотя эта нагрузка и превышала нормативную, однако из-за отсутствия в это время на проезжей части других движущихся объектов напряжения в элементах конструкции не превышали значения напряжений, предусмотренных статическим расчетом от нормативной нагрузки.

Потеря устойчивости стенки поперечного ригеля рамы средних опор и ее выпучивание произошло в районе оси стойки (рис. 3.34). Анализируя конструкцию поперечной рамы средних опор, можно заметить, что в переходном

участке соединения стойки с ригелем на вертикальной стенке рамы были установлены только короткие треугольные ребра, которые не доходили до оси стенки и не соединялись одно с другим. По всей длине стенки поперечной рамы не было ни одного ребра, которое соединяло бы верхний пояс с нижним, не было ребер также в местах опирания продольных балок.

Проблему обеспечения устойчивости стенки ригеля сплошнотенчатой рамы следует рассматривать в этом случае совместно с вопросом отклонения из плоскости рамы ее сильнонагруженных стоек переменного сечения. Свободная длина

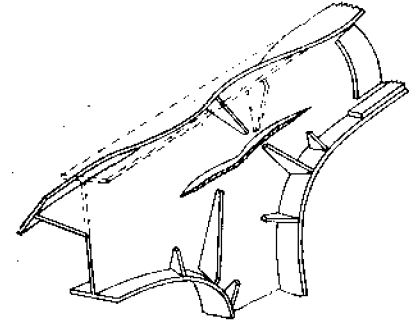


Рис. 3.34. Повреждение стенки ригеля рамы над стойкой

стойки в направлении, перпендикулярном к плоскости рамы, принимается равной длине между узлами неподвижных опор. В рассматриваемом случае эта длина равна расстоянию от оси опорного шарнира стойки до уровня опирания продольных балок проезжей части на верхний пояс ригеля рамы. Из-за отсутствия ребер на стенке ригеля рамы образовался третий, пластический шарнир на продолжении вертикальной оси стержня стойки в уровне горизонтальной оси ригеля. В таком случае должно было произойти значительное уменьшение критической силы из-за того, что приложении нагрузки отклонилось от оси стойки рамы; одновременно это повлияло на уменьшение устойчивости стенки ее ригеля как элемента, связанного с сечением стойки.

Непосредственной причиной катастрофы виадук было неправильное конструктивное решение шарнирных узлов опирания балок проезжей части, которое не обеспечивало работу соединения при возможных отрицательных реакциях, а также не предохраняло соединение от случайного соскакивания с ограничительных стержней, несмотря на то, что от такого сдвига легко могла произойти общая потеря устойчивости всей конструкции. В запроектированной очень жесткой конструкции пролетных строений незначительные горизонтальные и вертикальные деформации могли вызывать большие срезающие усилия в ограничительных выступах шарнирных узлов.

Среди сопутствующих причин катастрофы в первую очередь следует упомянуть о недостаточной экспертизой проверке проекта, а также о неправильной организации эксплуатации этого сооружения, вследствие чего не был выполнен ряд существенных мероприятий, связанных с ведением строительства и проведением надзора за ним во время эксплуатации. Виадук был сдан в эксплуатацию без акта приемки конструкций и без установки знаков с указанием ограничения его грузоподъемности. Предприятие, организующее транспортирование тяжелых строительных механизмов, было обязано получать разрешения дорожных властей на проезд тягача с прицепом в связи с тем, что нагрузка

на оси прицепа превышала нормативную. Катастрофа произошла из-за несоблюдения административными и техническими работниками эксплуатации требований к конструкции, изложенных в проекте. Компетенция и пределы ответственности работников эксплуатации не всегда точно определены, но это не освобождает их от обязанности обеспечивать правильную организацию работ в соответствии с техническими требованиями.

После этой катастрофы были проверены и введены в порядок дорожные знаки у всех постов и виадуков, а также установлены информационные щиты с указанием знака ограничения массы.

В технической литературе много трудов посвящено способам конструирования и расчета рамных узлов. Вследствие сложности проблемы обычно применяется упрощенный способ расчета узла

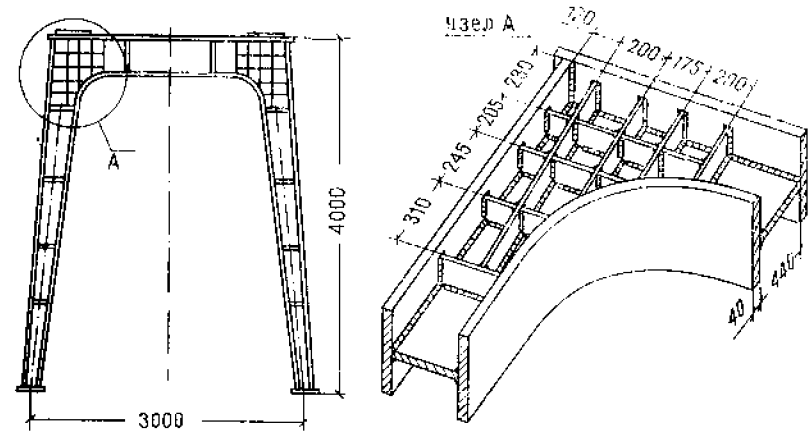


Рис. 3.35. Неправильное конструктивное решение рамного узла (чрезмерное оснащение ребрами)

сопряжения стойки с ригелем и в особенности обеспечения устойчивости стенки ригеля рамы при соединении его со стойкой. Применяя ребра жесткости, даже с сечением, меньшим сечения поясов стоек рамы, можно обеспечить устойчивость стенки этого узла. В приведенном выше примере следовало установить непрерывные ребра от поясов стоек вплоть до верхнего пояса ригеля. Применение ребер с недостаточным моментом инерции по отношению к моменту инерции стойки приводит к уменьшению критической силы, способной вывести стойку из плоскости рамы. Отношение моментов инерции ребер и сечения стойки не должно быть меньше 1 : 7.

В то же время совершенно бессмысленным является слишком частое размещение ребер жесткости (рис. 3.35). Вследствие нагромождения и пересечения швов на небольшой площади создается очень неблагоприятная картина внутренних напряжений в материале стенки рамного узла, что может привести к разрушению материала и швов даже без воздействия внешних нагрузок.

Правильное использование ребер жесткости связано также с проблемой обеспечения устойчивости стенки в сплошнотенчатых

балках. Выбор формы и размеров ребер очень важен для подкрановых балок, которые работают в режиме переменных нагрузок.

Пример 3.10

В промышленных цехах с тяжелым и средним режимом работы кранов значительной грузоподъемности в подкрановых балках наблюдается разрушение угловых сварных швов, соединяющих верхний пояс балки со стенкой. Трещины развиваются и переходят со швов на основной материал стенки, причем длина трещин достигает до 300 мм. Во многих случаях трещины появляются уже после нескольких лет эксплуатации балок (рис. 3.36).

При тщательном изучении повреждений обнаружено, что трещины в швах пачинаются в углу под ребром жесткости. Затем трещина проходит вдоль шва, а в ряде мест переходит и в материал стенки, тогда в швах образуются также

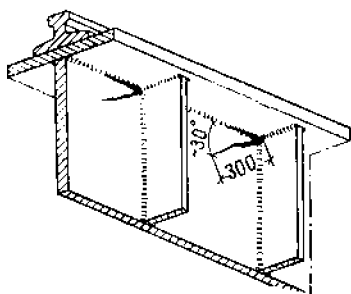


Рис. 3.36. Схема образования трещин в верхнем поясе подкрановой балки

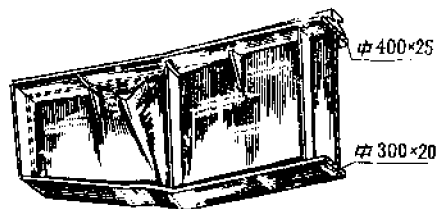


Рис. 3.37. Потеря устойчивости стенки подкрановой балки вследствие среза швов в верхнем поясе

поперечные трещины. Под ребром в месте небольшого выреза располагается утолщение шва, образовавшееся вследствие того, что на этом участке встречаются швы, приваривающие ребро, и продольный шов, соединяющий пояс со стенкой. Именно там, в местах начала и окончания швов, находятся кратеры, откуда распространяются трещины.

Выполненные шлифы поперечного сечения балки по месту соединения верхнего пояса со стенкой показывают, что стенка, обрезанная вручную при помощи газового резака, не прилегает к поясу и между ними остается заметная щель. Действительная толщина угловых швов из-за этого оказывается меньшей, чем предусмотрено в проекте.

Рассчитывая на плотное прилегание верхнего пояса к стенке и передачу сосредоточенного усилия от колеса на торец стенки, назначают заниженную толщину угловых швов. В таких случаях проверка напряжений в швах с учетом их действительной толщины и сосредоточенного давления колеса крана показывает, что напряжения в швах превышают их нормативную прочность. Местные разрушения шва распространяются затем по его длине и выходят в материал стенки. Причиной образования трещин в углах у ребер являются также скопление швов и неблагоприятная картина внутренних напряжений.

На появление повреждений в подкрановых балках, несомненно, оказывает влияние плохое состояние рельсового пути, особенно соединений рельса с балкой. В особо неблагоприятных случаях происходит срез швов, соединяющих верхний пояс со стенкой на большой длине балки. Например, ниже описан случай, когда произошла потеря устойчивости стенки балки и только случайно не возникла серьезная авария (рис. 3.37).

На основе многолетнего опыта, полученного в процессе наблюдения за поведением подкрановых балок в условиях эксплуатации, можно сформулировать несколько рекомендаций для конструкто-

ров, выполнение которых существенно увеличивает безотказность работы этих конструкций:

1. Соединение стенки с верхним поясом балки, нагруженным значительным сосредоточенным усилием от давления колеса крана, следует выполнять торцевыми швами с полным проваром на всю толщину стенки. При кранах небольшой грузоподъемности можно применять угловые швы, рассчитанные, кроме всего прочего, и на давление колеса.

2. В ребрах, обеспечивающих устойчивость степки балки, следует делать большой срез угла с катетом, достигающим половины длины ребра, чтобы избежать скопления швов в одном месте.

3. Присоединение рельса к верхнему поясу балки должно быть плотным, без зазоров. Рекомендуется применять соединение на болтах высокой прочности.

Опорные конструкции механических устройств, мостовые балки движущихся устройств и др. во время эксплуатации подвергаются воздействию переменных нагрузок с разной частотой их изменения. После нескольких лет эксплуатации в стальных конструкциях могут появляться повреждения, имеющие характер усталостных разрушений. Чаще всего они появляются в местах изменения размеров сечения и расположения различных вырезов или в местах, где не обеспечена непрерывность элементов, передающих усилия. Анализируя причины появляющихся повреждений в конструкциях, в большинстве случаев можно обнаружить неправильное конструктивное решение деталей, которое решительным образом снижает сопротивление конструкции усталостным разрушениям. Ниже приведено несколько наиболее характерных примеров, в которых показана возможность применения эффективных конструктивных решений.

Пример 3.11

1. Несколько консольных кранов с длиной консоли $l = 7,50$ м грузоподъемностью 3 т после 5—7 лет работы начали разрушаться. Краны были изготовлены по одному проекту и повреждения их были одного характера. Конструкции крана были изготовлены из стали марки St3S.

Как видно из схемы (рис. 3.38), при работе консольного крана и подъеме сосредоточенного груза в месте соприкосновения колес крана с рельсом возникают реакции H , действующие в горизонтальной плоскости перпендикулярно к оси подкранового пути, несмотря на наличие верхних и нижних ведущих колес, расположенных в горизонтальных плоскостях. Эти силы, а также другие горизонтальные и вертикальные реакции передаются с оси колеса непосредственно на опорную часть фронтальной балки, изгибают ее и вызывают максимальные напряжения на края сечения в месте, где к фронтальной балке прикрепляется вертикальная фронтальная ферма (рис. 3.38, б).

Соединения в этом узле сконструированы так, что сечение фронтальной балки резко меняется в зоне присоединения узловых горизонтальных косынок к нижнему и верхнему поясам фронтальной балки в точках А и В. Кроме того, в точке С пояс стойки фронтальной фермы кончается на плоскости верхнего листа фронтальной балки и отсутствуют элементы, передающие усилие с пояса, имеющего большую площадь сечения, на сечение фронтальной балки (рис. 3.39, а).

В этих местах кроме резкого изменения сечения имели место и кратеры в швах, что еще больше увеличивало концентрацию напряжений, поэтому

именно в этих местах образовались трещины в горизонтальных поясах фронтальной балки, которые затем перешли на вертикальные листы стенки. Динамический характер нагрузок и переменный характер сосредоточенных усилий, действующих на сечении фронтальной опоры, особенно опасны для такого типа сварных соединений.

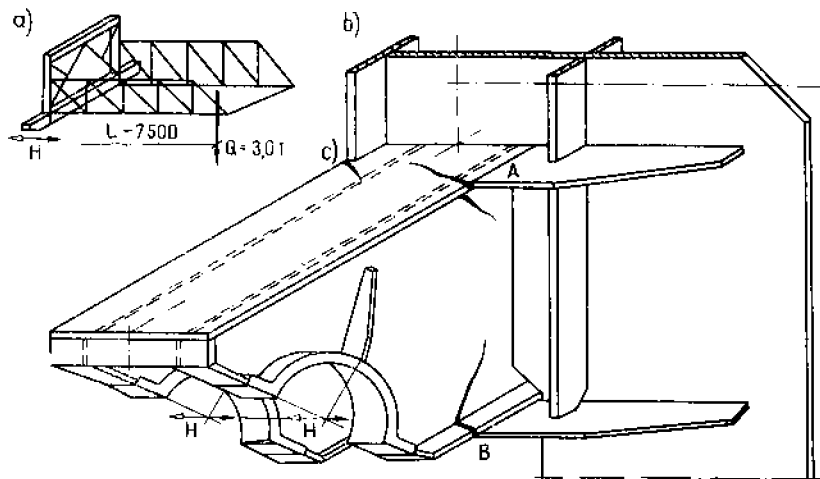


Рис. 3.38. Повреждение опорной конструкции консольного крана
а — схема крана; б — опорная часть

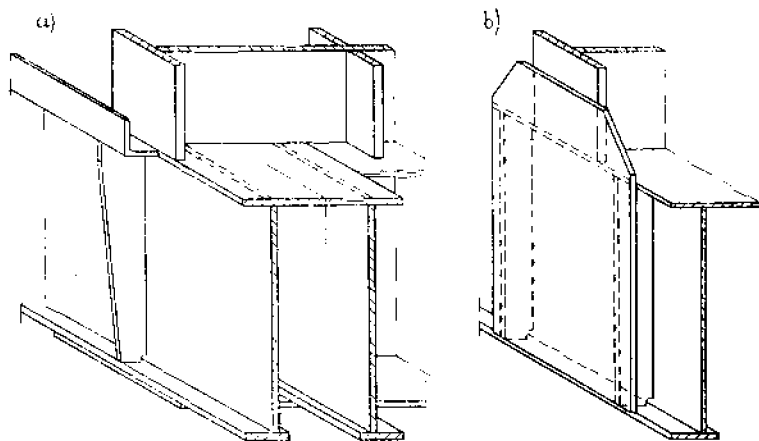


Рис. 3.39. Соединение вертикальной стойки фронтальной фермы с нижней опорной частью фронтальной балки
а — до усиления; б — после усиления

Для исправления повреждений сверлили отверстия в концах трещин, их разделяли и заваривали. Кроме того, для сглаживания резких переходов устанавливали дополнительные узловые косынки, расширяющие узел. Для того чтобы обеспечить непрерывность вертикального пояса стойки фронтальной фермы, установили вертикальную косынку, которая вместе с дополнительными ребрами соединила этот пояс с сечением нижерасположенной фронталь-

ной балки (рис. 3.39, б). Места переходов от первоначального сечения к листам усиления стачивали с помощью ручной шлифовальной машинки.

На основе анализа появившихся повреждений было предложено другое, более рациональное решение этого узла (рис. 3.40). Пояса вертикальной стойки фронтальной фермы должны проходить, не прерываясь, на всю высоту фронтальной балки, образуя жесткий узел из главных элементов. В то же время верхний и нижний пояса нижней фронтальной балки должны расширяться в месте перехода к соединению с вертикальной стенкой.

2. У портального края пролетом 76,20 м и грузоподъемностью 30 т несущая конструкция тележки состоит из двух главных балок и нескольких поперечных (рис. 3.41). Во время работы при большой скорости передвижения и деформации рельса, связанного с конструкцией края, возникают значительные горизонтальные силы, направленные поперек главных балок.

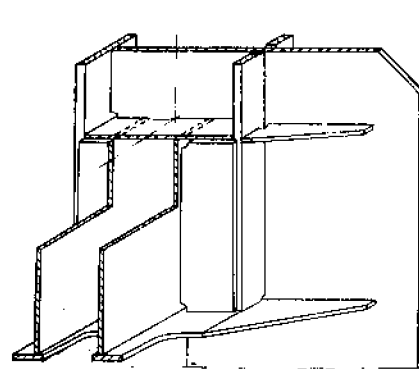


Рис. 3.40. Более удачное решение узла по сравнению с узлом, приведенным на рис. 3.39, б

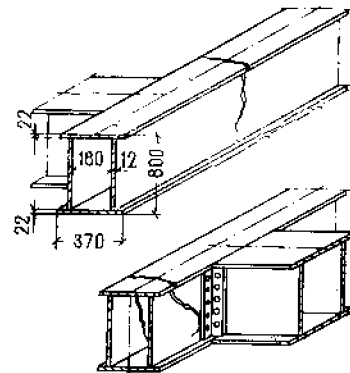


Рис. 3.41. Трещины в главной балке тележки портального крана

Под влиянием этих сил в узлах присоединения поперечных балок к главным образуются изгибающие моменты переменной величины и направления. Трещины появились в отверстиях заклепочного или болтового соединения стенки главной балки коробчатого сечения и постепенно распространились на ее верхний пояс. Так как пояса поперечных балок не были соединены с поясами главной балки, изгибающий момент передавался непосредственно на стенку балки, которая изгибалась в горизонтальной плоскости. В этом случае лист стенки работал как мембрана. В сечении коробчатой главной балки — на осях стенок поперечин — находились приваренные диафрагмы, наличие их объясняет появление трещин на обеих стенках балки.

Принимая во внимание возможность появления в соединениях изгибающих моментов, конструктивные решения должны предусматривать включение в работу поясов главной балки и присоединение поперечных балок по всему сечению. В этом случае наиболее выгодным, по-видимому, окажется выполнение стыка поперечных балок на некотором расстоянии от оси главной балки.

3. В различных конструкциях большой грузоподъемности применяются промежуточные шарнирные соединения, осуществленные чаще всего с помощью стержневого шкворня. В случае, который изображен на рис. 3.42, а, стержень вставлен в толстые плиты А, которые сварены в соответствующие вырезы в стенке балки. Стержень передает на стенку не только поперечную силу, но также и осевое усилие, действующее в горизонтальной плоскости и вызывающее изгиб. По контуру вставок образовались трещины в швах и в стенке балки вследствие изгиба в горизонтальной плоскости.

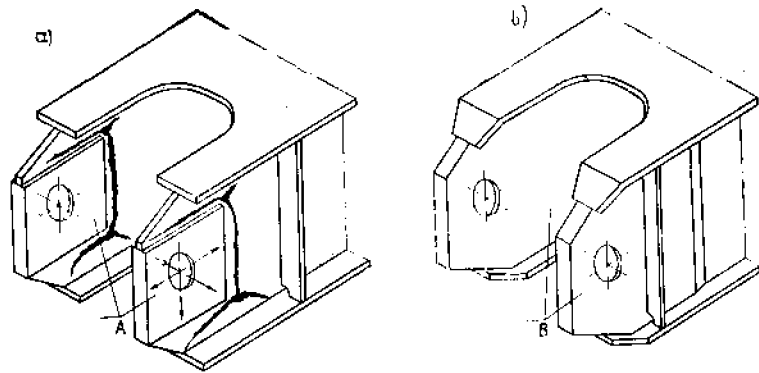


Рис. 3.42. Деталь проушины
 а — неудачное конструктивное решение; б — правильное конструктивное решение

Повреждения возникали из-за недостаточной жесткости консольно выступающих листов стенки, которые были не способны передать изгибающий момент на поперечное сечение балки.

Более удачное решение проушины представлено на рис. 3.42, б. Вставки из толстых плит В имеют высоту, равную высоте стенок, и являются их продолжением. Жесткость листов дополнительно увеличена ребрами. Частично продлен также пояс балки.

Элементом, который передает непосредственное давление от колес движущихся устройств на конструкцию проезжей части, является рельс. Способ прикрепления рельсов к конструкции в большой степени определяет их долговечность, которая главным образом зависит от режима динамических нагрузок, а также от марки стали рельсов.

Пример 3.12

Для крепления рельсов железнодорожного типа к основанию требуется применение промежуточных элементов в виде лапок или подкладок. В некоторых конструктивных решениях короткие подкладки соединяются с рельсом угловыми сварными швами, а с подкрановой балкой (стальной или железобетонной) — болтами. Во время приваривания подкладок или в период эксплуатации в рельсах образуются трещины; обычно они начинаются на концах угловых швов и далее переходят на основной материал по всей высоте рельса.

Рельсы изготавливаются из стали с большим содержанием углерода (0,46—0,60%). При сварке материал околшовной зоны рельса приобретает повышенную твердость, что снижает его пластические свойства. Эта зона обычно не в состоянии воспринять ни внутренние напряжения, которые появляются во время остывания, ни динамические воздействия при работе на пути. Испытания на ударную вязкость, проведенные на отрезке рельса с подкладкой, приваренной без предварительного прогрева, показали, что рельс после сварки трескается после нескольких ударов (рис. 3.43). В случае сварки рельса с предварительным прогревом до температуры 250° С трещины в месте наложения шва образуются значительно реже. В то же время торцевой сварной стык рельса имеет удовлетворительные качества, и технология его выполнения хорошо освоена.

При использовании так называемых закрепляющих плиток, которые предохраняют рельсы от перемещения, делают прямоугольный вырез в полке рельса. От углов этого выреза образуются трещины, которые затем распространяются на все сечение рельса (рис. 3.44, а), что является следствием наличия

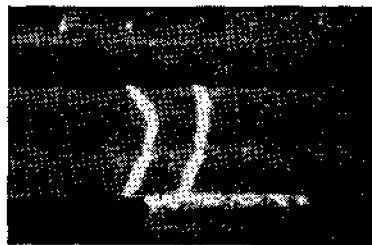


Рис. 3.43. Вид трещины в рельсе с приваренной подкладкой

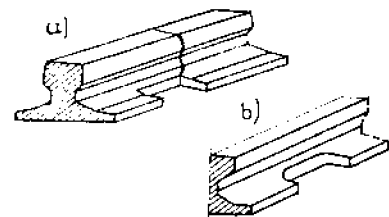


Рис. 3.44. Вырезы в подошве рельса
 а — прямоугольные (с трещинами); б — с закругленными углами

острого угла в вырезе, а также повышенной твердости материала на кромках, обрезанных с помощью газового резака. Вырезы в полке рельса должны выполняться механическим инструментом и иметь закругления в углах (рис. 3.44, б).

Растрескивание рельсов в путях на длине, превышающей несколько сотен метров, является серьезной технической и экономической проблемой. Рекомендуется отказаться от использования сварки для соединения рельсов со стальными конструкциями балок.

В этих случаях следует применять механические соединения с помощью лапок и болтов, обыкновенных или упругих, или с помощью лапок, приваренных только к балке.

3.3. НЕПРАВИЛЬНОЕ КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

Количество примеров ошибочных решений, относящихся к этой группе, особенно велико. Некоторые ошибки влекут за собой только повреждение конструкций, исправление которых, однако, требует преодоления многих технологических трудностей и связано с перерывом в производстве или монтаже конструкции и т. п. Многие ошибочные решения явились причиной возникновения аварий со значительными материальными потерями и человеческими жертвами. Ошибочные решения узлов, элементов и целых конструктивных систем трудно точно систематизировать, принимая во внимание разнообразие типов конструкций и принципов решений, которых они касаются. Чаще всего ошибочные решения возникают вследствие невнимания к способу воздействия нагрузок и распределению усилий в отдельных элементах узла или соединения. Определенное число ошибок совершается вследствие недостаточного знания основ сварочного дела, таких, как влияние температуры сварки на материал или распределение внутренних напряжений в сварных узлах.

Много повреждений возникает в узлах соединений элементов с помощью косынок, а также в стыках стержней. Ряд неправильных решений повторяется в нескольких проектах в различных вариантах.

В решетчатых сварных конструкциях возникают трещины в узловых косынках, чего не наблюдается ни в заклепочных, ни в болтовых соединениях конструкций. Число таких случаев столь велико, что этой теме посвящается много статей в технической литературе, а также исследовательских работ. Проблема надежности узловых косынок решается по двум основным направлениям: правильной конструированию узла и подбору соответствующей марки стали.

Пример 3.13

1. В ферме перекрытия пролетом 33 м (рис. 3.45, а), средний узел которой изображен на рис. 3.45, б, появились трещины в узловых косынках. Нижний пояс фермы, соединенный с узловой косынкой, непрерывный; раскосы типовой конструкции выполнены из двух уголков.

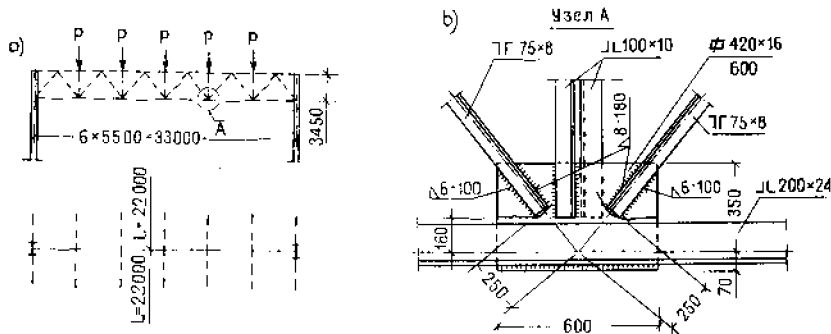


Рис. 3.45. Решетчатая ферма кровельного перекрытия
а — схема фермы; б — узел А с расположением трещин в узловой косынке

Трещины образовались по материалу узловой косынки толщиной 16 мм в зонах термического влияния на краях сварных швов. Они прошли через всю толщину листа, причем некоторые из них доходили до его края. Часть трещин распространилась только на некоторую глубину в листе (рис. 3.46). Трещины в листе образовались во время монтажа конструкции, когда ферму при помощи крана поворачивали из горизонтального положения в вертикальное.

2. В таких же производственных условиях образовались трещины в узловых 12-мм косынках ферм покрытия другого промышленного цеха, вследствие чего возникла авария со значительными последствиями. В разломах трещины как сквозные, так и поверхностные отсутствуют следы каких-либо пластических деформаций, что указывает на то, что трещины хрупкие. Во всех случаях трещины проходят на расстоянии 4 ÷ 6 мм от края угловых швов и располагаются на участках между швами.

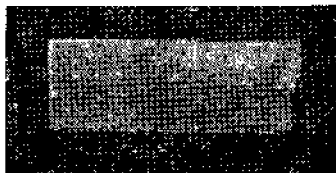


Рис. 3.46. Разрез узловой косынки с хорошо заметной частичной трещиной

Для изготовления узловых косынок была использована кипящая сталь марки St3SX. В материале листов были обнаружены неравномерность содержания углерода, признаки старения стали, а также ее значительная хрупкость. Ударная вязкость при испытании на образцах с надрезом типа «Шарпи» была очень низкой, а температура перехода стали в хрупкое состояние оказалась на уровне +40°С. Эти результаты значительно отличаются от

нормативных для стали марки St3SX и свидетельствуют о старении ее уже в процессе изготовления листа. Вследствие очень низких пластических свойств стали в фермах было решено заменить все узловые косынки [22].

В узловых косынках трещины возникают из-за того, что угловые швы располагают на близком расстоянии один от другого и на этом участке вследствие сложного напряженного состояния листа, а также неблагоприятных изменений, происшедших от воздействия нагрева при сварке, пластические свойства стали оказываются полностью исчерпанными. На основе исследования было установлено, что минимальные расстояния между швами зависят от толщины узловой косынки и толщины швов, а именно:

Толщина листа, мм	10	12	14	16	18	20
Толщина швов, мм	4	6	7	8	10	12
Расстояние между швами, мм	40	45	55	65	75	85

При больших расстояниях между швами следует обеспечить местную устойчивость листа узловой косынки и ее прочность [34].

3. На рис. 3.47 приведен узел фермы с трещинами в узловой косынке толщиной 14 мм, проходящими через всю ее толщину (рис. 3.48). Расположение трещин такое же, как описано выше, т. е. в непосредственной близости от сварных швов. На макросрезе видно, что трещины проходят в околошовных зонах (рис. 3.49 и 3.50).

Для косынок была использована сталь марки St3SY полуспокойная, с температурой перехода в хрупкое состояние —4°С. Трещины появились во время монтажа конструкции при температуре 0°С, т. е. более высокой, чем критическая. В этом случае также причиной аварии явилось несколько факторов: низкая ударная вязкость стали и ее малое сопротивление хрупкому разрушению; объемная картина напряжений, образовавшихся вследствие большого скопления швов, а также низкая температура проведения монтажных работ [87].

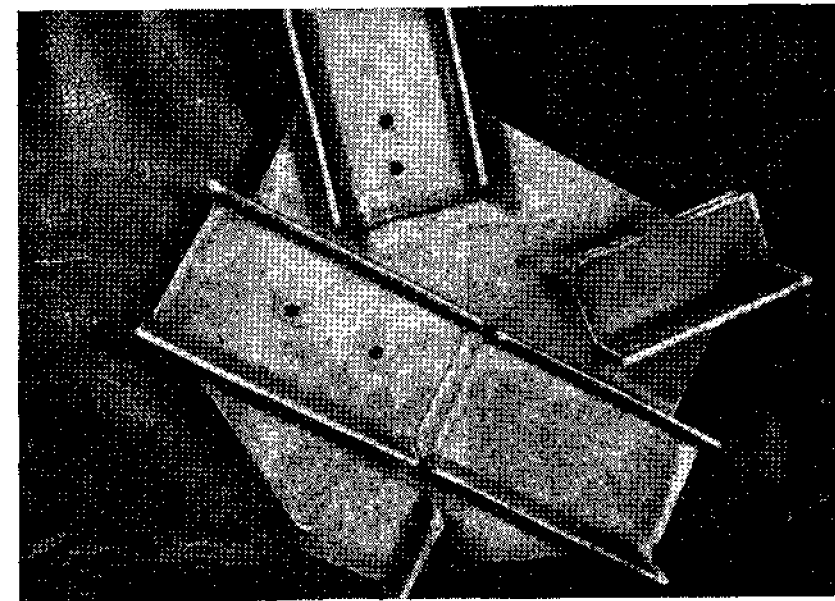


Рис. 3.47. Узел решетчатой фермы с трещинами 1 и 2 в узловой фасонке

Из собранных сведений вытекает, что узловые косынки следует изготавливать из спокойной стали по возможности с постоянной ударной вязкостью, определенной испытанием на образцах с надрезом типа «Шарля». Не рекомендуется применение универсальных листов с анизотропией механических свойств большей, чем в случае с толстыми листами.

4. В решетчатой ферме эстакады нижний пояс был запроектирован с сечением, показанным на рис. 3.51, а. Узловая косынка включена в сечение пояса. При таком решении расходует много металла на отходы, поэтому на заводе отдельно изготавливали узловую косынку и как самостоятельную деталь приваривали к полосе, которая вставлялась затем между уголками и приваривалась (рис. 3.51, б). Соединение в точке а было выполнено, однако, без разделки кромок листа, подварки корня шва вывода концов швов на так называемые боковые подкладки. Трещины появились на концах стыковых швов в месте, где отсутствовал провар, а затем перешли через угловые швы на уголки пояса в месте пересечения швов. В это время температура воздуха понизилась до -40°C (82).

Для изготовления конструкций была применена сталь St3S, обладающая высокой ударной вязкостью при положительной температуре, однако низкой

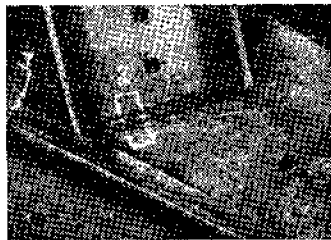


Рис. 3.48. Деталь трещины 1 и 2



Рис. 3.49. Макросрез с видимой трещиной листа

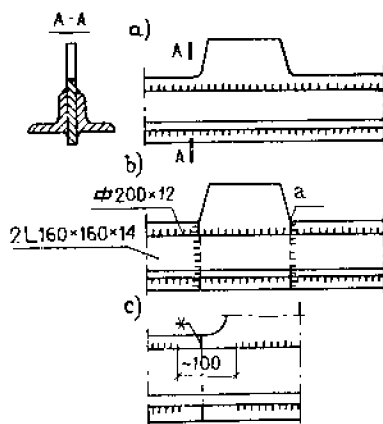


Рис. 3.51. Деталь нижнего пояса решетчатой фермы
а — проектное решение; б — заводское изготовление; в — правильное конструктивное решение соединения

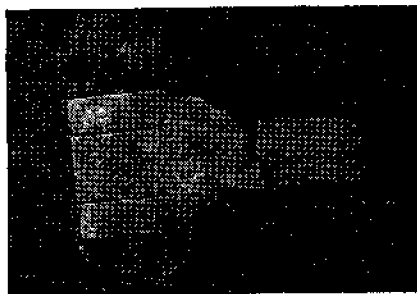


Рис. 3.50. Макросрез с видимой трещиной листа

при отрицательной температуре. В результате исследований, проведенных на образцах в натуральную величину, было установлено, что причиной хрупкого разрушения материала явилось отсутствие провара в торцевом шве в пределах $3\div 7\%$ толщины материала, ударная вязкость которого составляла при температурах $+20, -20, -40^{\circ}\text{C}$ соответственно 13, 10, 2 kJ/m^2 .

Причиной образования трещин были неправильные выполнения стыковых соединений (без проварки кромки), пересечение швов и низкая температура окружающей среды. При правильном решении такого соединения (рис. 3.51, в) поперечный торцевой стык узловой косынки следовало сместить от угла, а угол закруглить. Продольные угловые швы следовало прервать над поперечным стыком на длине около 100 мм.

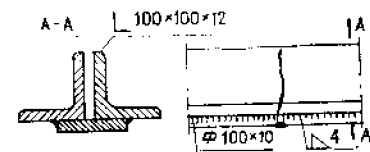


Рис. 3.52. Участок нижнего пояса фермы с трещиной в месте стыка накладки

Серьезную опасность представляют собой неправильно спроектированные и плохо выполненные сварные поперечные стыки элементов, работающие на растяжение. Один из таких случаев — неправильно выполненный стык накладки нижнего пояса фермы — показан на рис. 3.52 и описан в примере 2.4 [92].

В узлах, нагруженных с эксцентриситетом, при проектировании необходимо проводить анализ передачи изгибающих моментов на соответствующие стержни, а также передачи усилий на опоры. Несмотря на то, что зачастую можно четко проследить путь передачи усилий, допускаются ошибки в конструктивных решениях соединительных деталей, которые в этих случаях не включают в расчет как несущий элемент. Возникающая по этой причине перегрузка элементов влечет за собой серьезные аварии.

Пример 3.14

В цехе сталеплавильных печей работают мостовые краны, служащие для загрузки печей. Пути этих кранов с одной стороны подвешены к фермам перекрытия. Конструкция подвески была использована также при подвеске пути для транспорта, подающего грузочные материалы. Пролет подкрановых балок, равный расстоянию между фермами, составляет приблизительно 5 м (рис. 3.53, а).

Во время эксплуатации, когда на одной подкрановой балке находились два крана, произошел обрыв консоли подвески. При этом один из кранов упал

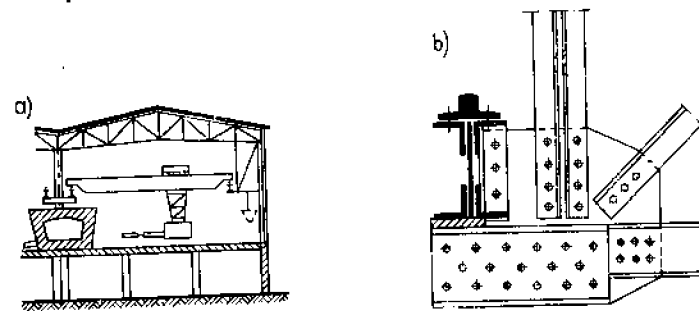


Рис. 3.53. Поперечный разрез цеха (а) и опорный узел крепления подкрановой балки (б)

на рабочую площадку, и балка мостового крана прижала тележку и кабину крановщика. Авария привела к тому, что одна печь оказалась отрезанной от остальных загрузочных кранов, в связи с чем загрузка печи производилась вручную.

Конструкции подкранового пути, консолей и подвесок были выполнены много лет назад и подвергались в процессе эксплуатации различным переделкам.

Консоль для опирания подкрановой балки была образована узловой косынкой, на которой сходились три стержня конструкции подвески (рис. 3.53, б). Подкрановая балка опиралась на два коротких швеллера, которые соединялись с узловой косынкой заклепками. Болты, прикреплявшие вертикальную стенку балки, не участвовали в передаче вертикальных усилий. Такое кон-

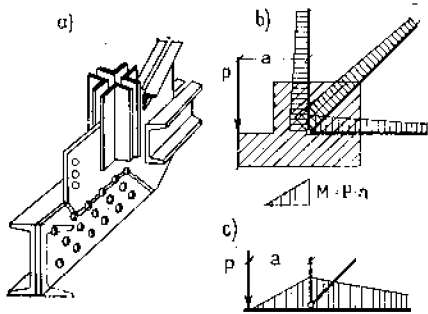


Рис. 3.54. Схема опорного узла
а — линия разрыва узловой фасонки; б — эпюра изгибающих моментов в стержнях; в — правильная расчетная схема узла

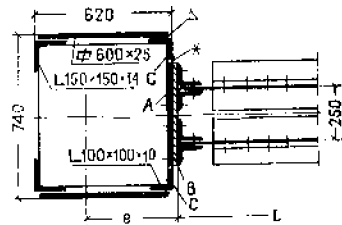


Рис. 3.55. Узел соединения фермы кровельного перекрытия с колонной (план)

ка В. Ферма перекрытия была двухплоскостной, и каждая плоскость фермы заканчивалась на опорном узле парой вертикальных уголков, которые приклепывались к листам А и В.

В описанном конструктивном решении были допущены следующие ошибки:

- соединение несимметрично относительно оси колонны и вызывает непредусмотренный расчетом изгиб ее ветвей;
- горизонтальные усилия от поясов фермы передаются непосредственно на гибкую косынку А, которая при этом работает как мембрана;
- сварные швы колонны (швы, приваривающие уголки к листам) в месте примыкания фермы не были рассчитаны на усилия, возникающие в этом узле.

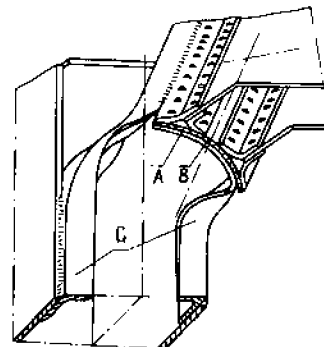


Рис. 3.56. Деформация узла после аварии

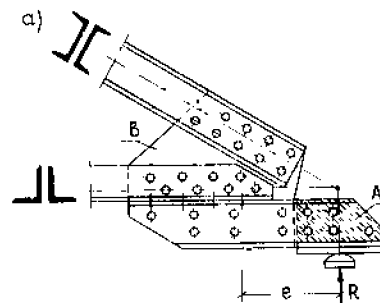


Рис. 3.57. Опорный узел фермы кровельного перекрытия

а — конструкция узла; б — узловая фасонка с поврежденными

структивное решение привело к тому, что передача вертикальных нагрузок и изгибающих моментов от подкрановых балок на конструкцию подвески происходила только через сечение листа. Обрыв узловой косынки произошел по заклепкам в месте наибольшего ослабления сечения (рис. 3.54, а).

Причиной аварии явилось превышение предела прочности материала от переменных нагрузок, а также влияние прямоугольного выреза, который был сделан в косынке. Конструкция этого узла принадлежит к неудачным решениям. Изгибающий момент в ней воспринимается угловой косынкой и передается на стержни решетки подвески (рис. 3.54, б). Под влиянием изгибающего момента стержни решетки, рассчитанные на нормальные усилия, а не на изгиб, подверглись значительным деформациям.

Более правильным было бы продолжить нижнюю горизонтальную консоль как пояс подвески (который должен быть жестким по другим соображениям). При таком решении в листе косынки не появился бы изгибающий момент, так как он был бы воспринят жестким нижним поясом (рис. 3.54, в).

Причиной серьезных катастроф часто бывает пренебрежение влиянием несимметричности сечения, а также эксцентриситетов в соединениях.

Пример 3.15

1. Соединение фермы перекрытия с колонной было выполнено с эксцентриситетом по отношению к центру тяжести сечения колонны (рис. 3.55). Конструкция колонны была выполнена из четырех уголков и двух листов, сваренных в прямоугольное сечение. Для присоединения фермы между двух уголков С была вварена вертикальная косынка А и, кроме того, для компенсации неточностей изготовления фермы по длине была предусмотрена проклад-

Вследствие этих ошибок произошли отрыв угловых швов, присоединяющих уголки С к листам колонны, а также деформация всего опорного узла (рис. 3.56). После разрушения нескольких опорных узлов были полностью уничтожены конструкции перекрытия цеха.

2. Другой пример ошибочного конструктивного решения опорного узла фермы покрытия с эксцентричной передачей усилия на опору представлен на рис. 3.57. Несмотря на то, что оси стержней и пересекались на оси опоры, ни нижний пояс, ни узловая косынка В до опоры не доходили. Узловая косынка приклепана к дополнительному швеллеру А, который работал как консоль при передаче усилия на опору и передавал изгибающий момент на узловую косынку В (так же, как на рис. 3.53).

После нескольких лет работы конструкции в узловой косынке в месте расположения заклепок, нагруженных усилием Z, материал потек. В последней фазе перед аварией образовались трещины на кромке листа, дыры под заклепки приобрели овальную форму, а заклепки срезались. Повреждение, а затем разрушение этих элементов в узле привело к обрушению конструкций покрытия на всей длине цеха, что повлекло за собой большие убытки.

В узле не выдержали самые слабые элементы, но влияние эксцентриситета опирания отразилось также на стержнях фермы. Изгибающий момент поворот опорного узла и изгиб сходящихся в этом узле стержней фермы.

3. Влияние на работу решетчатых конструкций оказывают даже небольшие эксцентриситеты в узлах, что хорошо иллюстрирует следующий пример [10].

В конструкции эстакады были использованы типовые решетчатые секции длиной 4 м, которые соединялись по верхнему и нижнему поясам стержневыми шкворнями. Из типовых секций собирали балки большого пролета. После монтажа нескольких пролетов эстакады были обнаружены деформации стержней, прилегающих к монтажным стыкам, что привело к значительному прогибу решетчатых балок.

Монтажные узлы были выполнены с помощью узловых косынок, приваренных к поясам, при этом косынки соседних секций соединялись штырями диаметром 40 мм (рис. 3.58, а). Оси соединительных штырей были смещены приблизительно на 30 мм от осей верхнего и нижнего поясов. В монтажных стыках

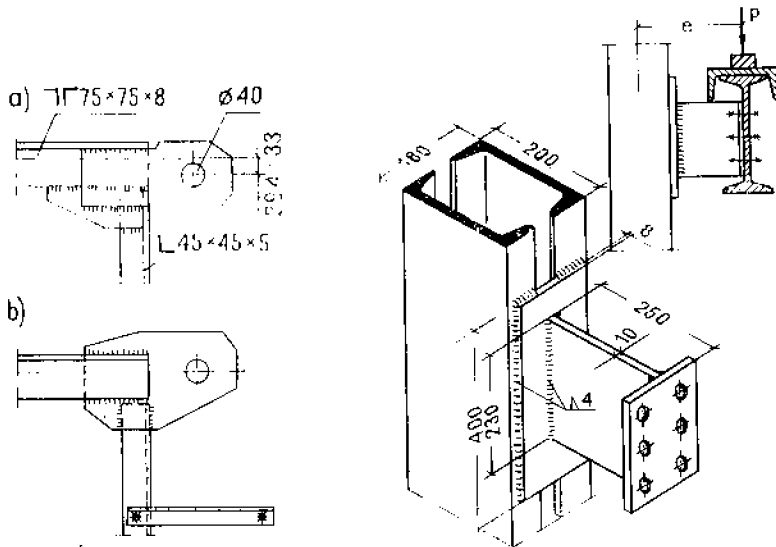


Рис. 3.58. Соединение в верхнем поясе типовых элементов эстакады
а — неправильное решение, явившееся причиной аварии; б — правильное конструктивное решение

Рис. 3.59. Соединение опорной консоли подкрановой балки с колонной

между стойками соседних секций, изготовленными из одиночных уголков, отсутствовали элементы решетки. Поперечная сила передавалась через узловую косынку, вызывая изгиб поясов и стоек. Из-за превышения допустимых напряжений стержни сильно деформировались, что впоследствии привело к потере их устойчивости и к аварии с серьезными последствиями.

При ремонте этих узлов (рис. 3.58, б) оси соединительных штырей разместили на осях верхнего и нижнего поясов, а стойки соседних секций соединили перемычками.

Пример 3.16

Другая авария, возникшая по аналогичным причинам, произошла с конструкцией опорной консоли подкранового пути. Консоль балки была выполнена из вертикального листа, приваренного угловыми сварными швами к перемычке колонны (рис. 3.59). При этом неудачном решении сварные швы, приваривающие консоль, должны воспринимать изгибающий момент и горизонтальные силы от динамических нагрузок. Когда один из кранов заклинился на подкрановых путях, произошли отрыв вертикальных листов консолей, а также разрушение швов, приваривающих перемычки к колоннам. Балки подкранового пути рухнули на значительной длине, так как повреждения произошли почти во всех консолях.

Причиной аварии явилось неправильное конструктивное решение элементов консолей. При ремонте после монтажа конструкции проектировщик порекомендовал усилить вертикальные листы консолей дополнительными горизонтальными листами, сделав запись в журнале авторского надзора, и внес соответствующие поправки в рабочие чертежи. Однако усиление не было выполнено, и авария повторилась через несколько месяцев после ремонта во время эксплуатации кранов.

При устранении последствий повторной аварии было применено традиционное решение консоли, расположенной ниже подкрановой балки из элементов, охватывающих сечение колонны.

Эксцентричное приложение нагрузки в узлах решетчатых конструкций снижает их долговечность, особенно при воздействии переменных нагрузок.

Пример 3.17

В порталных кранах обычно применяется одна опора качающаяся, а другая жесткая, неподвижная, которая воспринимает горизонтальную реакцию H , действующую перпендикулярно к оси подкранового пути (рис. 3.60). Жесткое соединение неподвижной опоры с главной решетчатой балкой крана осуществляется при помощи двух подкосов, которые соединяют узлы балки с опорным нижним узлом. Во время работы крана на опоре возникают переменные горизонтальные силы H , а в стержне подкоса осевые усилия Z .

На рис. 3.61 показан узел присоединения стержня подкоса к верхнему поясу главной балки. В рассматриваемом случае соединение было выполнено с эксцентриситетом по отношению к вертикальной плоскости главной балки. Элементы главной решетчатой балки были запроектированы из стержней, сваренных из листов в форме тавра. Часть «раскосов» и «стоек» таврового сечения была непосредственно соединена торцевым швом со стенкой ее верхнего пояса. В другой части тавровых элементов вырезались прорезы, и они приваривались угловыми швами.

Спустя некоторое время после начала эксплуатации образовались трещины в вертикальной стенке верхнего пояса главной балки, а также трещины

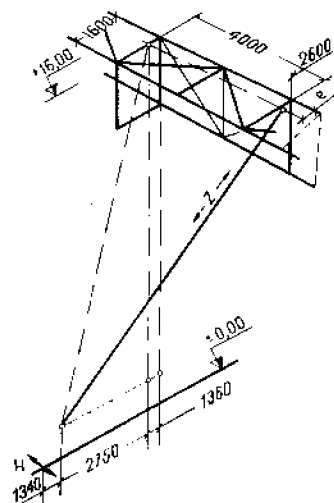


Рис. 3.60. Схема соединения подкосов жесткой опоры с главной балкой порталного крана

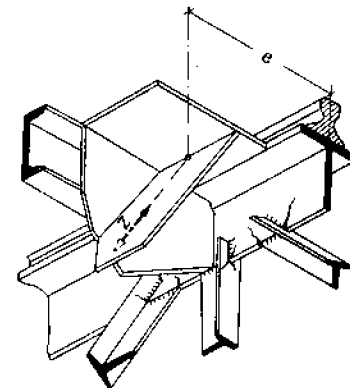


Рис. 3.61. Вид верхнего узла главной балки в месте присоединения подкоса

в листах стержней, которые начинались у конца швов, приваривающих стержни решетки. Анализ работы узла показал, что причиной поврежденной главной балки края является неправильное ее конструктивное решение. Главная балка и ее верхний пояс работали на изгиб при движении тележки по поясу. Опорная реакция с подкоса передавалась на жесткий узел верхнего пояса с эксцентриситетом, поэтому вызвала скручивание верхнего пояса и поперечный изгиб его вертикальной стенки.

Тавровое сечение верхнего пояса балки крайне плохо сопротивляется скручиванию. Под влиянием напряжений от междоугольного изгиба и дополнительных напряжений от скручивания и образовались трещины на кромках вертикального листа пояса. Очагами появления трещин в таких случаях обычно бывают места окончания швов.

При правильном конструктивном решении узла соединения подкоса с главной балкой не должно быть дополнительных напряжений в конструкции, не предусмотренных расчетом на прочность. Кроме того, невыгодно применение таврового сечения для верхнего пояса, который работает на изгиб. В таких случаях рекомендуется применять двутавровое сечение, несмотря на то, что при таком сечении возникнет больше трудностей при конструировании узлов.

В сплошностенчатых балках, воспринимающих переменные нагрузки, особенно опасны острые вырезы в стенках. Даже при малой частоте нагрузки из-за высокой концентрации напряжений в острых углах может появиться трещина и распространиться на все сечение материала, особенно, если у материала низкие пластические свойства.

Пример 3.18

В двух автодорожных мостах пролетами 22 и 25 м в качестве несущих конструкций пролетных стропил были применены перфорированные балки, изготовленные из разрезанных прокатных двутавров. Образовавшиеся в балках проемы усилили пластинками с прорезями по концам (рис. 3.62). Эти пластинки были приварены к стенке угловыми швами [80].

Когда наружная температура понизилась до -20°C , балки разрушились, вызвав обрушение мостов. Разрушение балок произошло в средней части пролета, где действовали максимальные изгибающие моменты. Расчетами установлено, что напряжения в момент обрушения несколько превышали допустимые, но это превышение не могло вызвать такое разрушение. Обследования показали, что в балках образовались трещины, которые имели хрупкий характер без следов пластической деформации материала.

Трещины начинались в пластинках усиления у концов прорезей и затем распространялись на все сечение балок (рис. 3.63, а). В швах были обнаружены непровары и другой брак. В некоторых пластинках были замечены трещи-

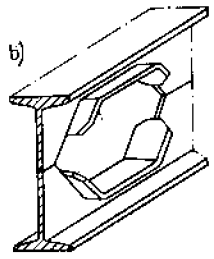
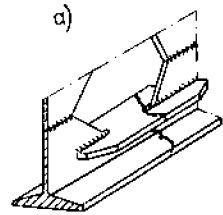
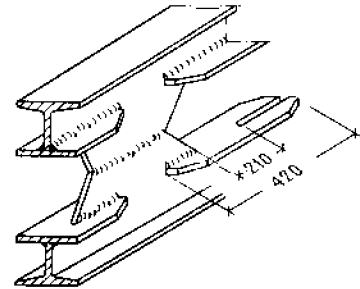


Рис. 3.62. Усиление проемов в перфорированной балке

Рис. 3.63. Перфорированные балки [80] а — место концентрации трещин; б — правильное решение усиления проема

ны на небольшой глубине с внутренней стороны прорези. Испытания металла двутавров показали низкую ударную вязкость, составлявшую менее 1 кгм/см^2 при температуре -40°C .

При исследовании напряженного состояния стенки балки обнаружили неравномерное распределение напряжений, особенно в зоне приварки пластинок усиления (рис. 3.64), где концентрируются внутренние напряжения, образовавшиеся после сварки. В случае воздействия динамических нагрузок напряжения в этом месте могут достигнуть критических значений.

Причиной аварии явилась концентрация напряжений в местах, где одновременно суммировались напряжения от влияния острых вырезов в соединении и от нагрева при сварке, а также низкая ударная вязкость материала.

Применение перфорированных балок в конструкциях, воспринимающих динамические нагрузки, не рекомендуется. В таких случаях, применяя эти балки, следует выполнять обрамляющее усиление проема (рис. 3.63, б). Однако это решение относится к очень трудоемким. Перфорированные балки не следует выполнять из кипящих сталей*.

Пример 3.19

Рама, главным элементом которой являются две балки двутаврового сечения пролетом 7,50 м, воспринимает подвижную сосредоточенную нагрузку 180 т. Балки опираются на шарнирные опоры, при этом оси валиков шарниров направлены вдоль балки. В опорной части балки имеют меньшую высоту, а валики проходят через вертикальные пластины (рис. 3.65) толщиной 30 мм, которые соединяются сварными швами с более тонким листом стенки. По оси

* Рекомендации по проектированию, а также по изготовлению перфорированных балок приведены в работах [133, 134].

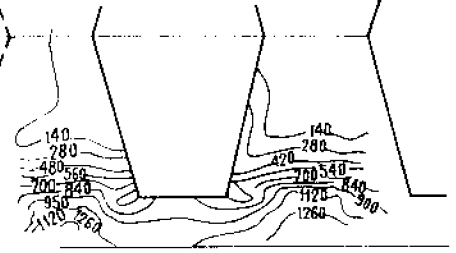


Рис. 3.64. График распределения напряжений в перфорированной балке при нормативной нагрузке [80]

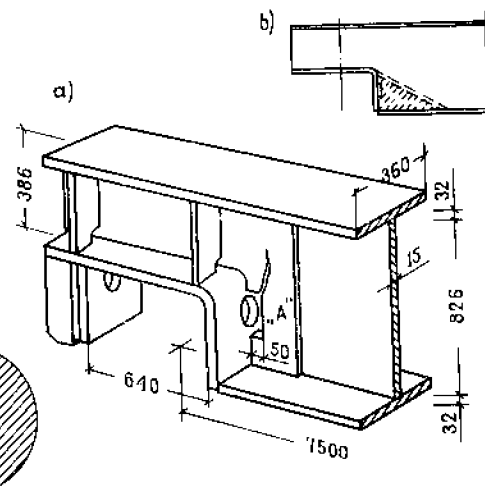
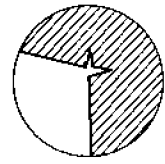


Рис. 3.65. Опорный узел балки а — конструкция узла и деталь А; б — схема усиления поврежденного участка узла ребрами



валик в стенке балки сделан прямоугольный вырез, чтобы валик можно было вставить на место и закрепить.

После четырех лет эксплуатации на всех четырех опорах этих двух балок образовались трещины в стенке, выходящие из угла прямоугольного выреза. Трещины были расположены почти вертикально, имели длину от 100 до 300 мм. Обнаруженные повреждения представляли серьезную опасность для сооружения.

Причины повреждения листа было несколько. Поверхность реза в вырезе стенки была шероховатой, а в углу проема были обнаружены подрезы (деталь А). Химический анализ материала показал содержание: $C = 0,50\%$; $Mn = 0,60\%$; $Si = 0,26\%$. Таким образом, содержание углерода значительно превышало величину, допускаемую для стали марки St3S, предусмотренной проектом для этой конструкции (эквивалент углерода для приведенного химического состава составляет около $0,60\%$). Этот факт должен был повлиять на повышение твердости металла в зоне резки его кислородом. Оба фактора, т. е. влияние острого угла в вырезе и существование зоны повышенной твердости, в значительной степени явились причиной появления трещин.

Расчетные напряжения в листе стенки в месте расположения трещин были не очень велики. Однако на действительную картину напряжений повлияла принятая форма нижнего пояса у опоры (перелом пояса), обусловившая выключение из работы заштрихованного на рис. 3.65, в участка.

Таким образом, повреждение произошло вследствие нескольких факторов: неправильной формы выреза проема, несоответствующей марки стали, резкого изменения сечения балки и связанной с этим повышенной концентрации напряжений в углу проема.

Ремонт балки произвели, заварив трещины и приварив к стенке дополнительные наклонные ребра таким образом, что они соединили нижний пояс с горизонтальным листом над опорой. Ребра обходили проем, и таким образом стенка загружалась по линии ребер.

Более выгодным и правильным конструктивным решением опорной части балки является вариант, при котором нижний пояс не прерывался, проходит насквозь на опору по оси наклонного ребра усиления (см. рис. 3.65, в). В то же время проушина, на которую опирается валик, может быть сделана в форме консоли и приварена снизу к нижнему поясу балки.

Пример 3.20.

Для хранения мазута были построены два резервуара цилиндрической формы емкостью по 2800 м³ каждый. Резервуары окружили предохранительным земляным валом, за которым на более низкой отметке находилось здание насосной с подвалом и насосами для перекачки мазута к форсункам печей. Диаметр резервуара составлял 16 м, высота 14 м, толщина листов оболочки 10, 9, 8 и 6 мм, толщина листов дна 8 мм. Резервуары были построены по проектной документации типовых емкостей под нефтепродукты.

Так как мазут в зимнее время необходимо подогревать, в резервуарах установили паровые нагреватели.

В дальнейшем при изменении проектной документации был запроектирован проем в оболочке для монтажа нагревателей и трубопроводов к ним. Прямоугольный проем шириной 1,50 и высотой 1,60 м был выполнен в нижнем поясе оболочки на высоте 0,60 м от уровня дна. Проем был обрамлен уголком и закрывался плоским листом, который крепился к уголкам болтами. Во время приемки резервуара при наполнении его водой произошло выпучивание плоского листа, закрывающего монтажный проем. Лист усилили с помощью двух швеллеров, расположенных так, что их стенки прилегли к листу.

После года эксплуатации произошла авария одного из резервуаров. Под воздействием внутреннего давления от веса мазута произошло сильное выпучивание оболочки в зоне монтажного проема и прилегающих к нему листов. В одном нижнем углу обрамления образовалась трещина в стенке с раскрытием щели на ширину нескольких сантиметров (рис. 3.66). Через щель длиной около 50 см мазут вылился сначала в пространство, ограниченное земляным валом, а затем вследствие негерметичности крышки тоннеля для трубопрово-

дов, который вел в нижерасположенное здание насосной, залил подвальное помещение в здании и через сливной колодец попал в городскую канализацию.

Обрамляющие уголки рамы были сварены по углам. Трещина в оболочке началась от угла рамы (рис. 3.67). Горизонтальная полка уголка не была повреждена; она была срезана под углом и сварена встык. Вертикальная же полка подверглась расслоению вследствие больших вкраплений примесей и слоистой структуры. Одновременно образовались трещины в околошовной зоне. Таким образом, в углу прямоугольного проема произошла концентрация напряжений вследствие влияния острого угла выреза и трещины в сварном соединении. Величина местных напряжений превысила прочность материала листов оболочки, и трещина из угла внезапно распространилась на материал листа (рис. 3.68 и 3.69) [77].

При изготовлении листов нижнего пояса оболочки применяли кипящую сталь с содержанием $C = 0,28\%$, $Mn = 0,52\%$ с пределом пластичности $R_e = 28,8 \text{ кг/мм}^2$; пределом прочности на растяжение $R_m = 53,3 \text{ кг/мм}^2$ и удлинением $A_5 = 28\%$. Испытания на ударную вязкость показали, что температура перехода стали в хрупкое состояние находится в пределах 0°C .

Эту сталь можно отнести к классу, для которого при сварке требуется принятие специальных технологических мер.

В другом резервуаре также было обнаружено сильное выпучивание оболочки с рамой в зоне монтажного проема, но разрушений не последовало.

Причинами разрушений резервуаров были: неправильная форма монтажного проема, запроектированного при переработке типовой проектной документации, и отсутствие усиления листа, которым закрывался монтажный проем;

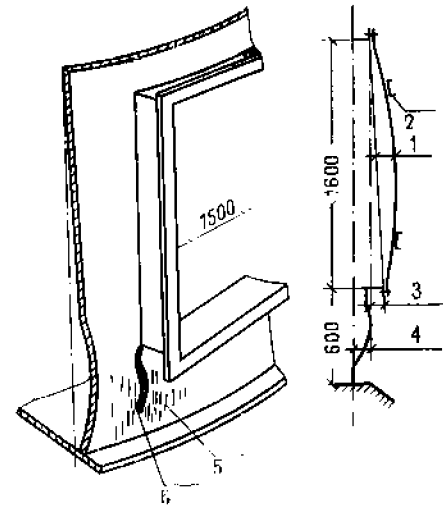


Рис. 3.66. Деформация оболочки резервуара в зоне монтажного проема

1 — выпучивание крышки; 2 — усиление крышки после испытания резервуара водой; 3 — отклонение рамы от вертикали; 4 — выпучивание оболочки в зоне разрушения; 5 — область больших деформаций; 6 — пластические деформации

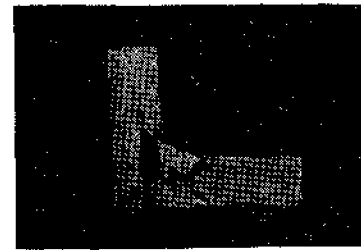


Рис. 3.67. Разрез соединения полки уголков обрамления [77]

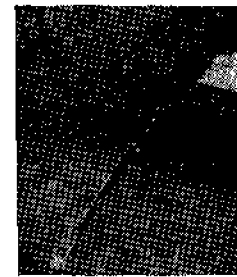


Рис. 3.68. Вид трещины в листе сваруши резервуара [77]

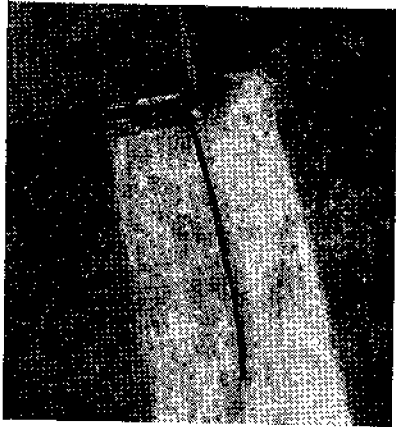


Рис. 3.69. Вид трещины в листе внутри резервуара [77]

неудачное сварное соединение углового обрамления;

низкие пластические свойства металла конструкций.

Два первых фактора являются основными, они вытекают из ошибочного конструктивного решения монтажного проема и несоблюдения условий сохранения прочности. Низкие пластические качества металла в этом случае не имели большого значения, так как температура воздуха во время аварии составляла около $+30^{\circ}\text{C}$, и мазут был подогрет до температуры около $+50^{\circ}\text{C}$.

При пластичном материале трещина могла развиваться медленнее.

Во многих странах инструкции по сооружению безнапорных, предназначенных для хранения нефтепродуктов емкостей требуют применения сталей высших сортов. Эти требования предусматривают также изготовление емкостей только с помощью сварки.

Для оболочек емкостей применяют листы из спокойной или полуспокойной стали с содержанием углерода менее 0,20% и азота менее 0,009%. Для листов толщиной более 12 мм требуется ударная вязкость по ISO-Шарпи V и при температуре 0°C не менее 2,6 кГм/см².

Число аварий емкостей для хранения жидкостей и газов велико. Авария емкости большого объема приводит обычно к большим убыткам, непосредственным и обусловленным остановкой промышленного процесса. Чаще всего аварии происходят вследствие применения для оболочек емкостей листов несоответствующих марок сталей (см. п. 2.3.2) [100].

Решетчатые конструкции из стержней до настоящего времени в ПНР широко не применяли. Некоторые конструктивные решения, запатентованные за границей, применяются столь успешно, что эти элементы изготовляют заводским способом серийно. Решетчатые конструкции, запроектированные индивидуально, выполненные немеханизированным способом и не испытанные опытным путем, в некоторых случаях не обеспечивают нормальной работы.

Пример 3.21

Для выставки были выстроены три одинаковых павильона круглой в плане формы, диаметром 30 м. Покрытие павильонов было выполнено из стальных конструкций в форме шарового купола высотой 5 м, опертого на кольцо, плоскость которого наклонена по отношению к горизонтальной. Опорное кольцо купола было уложено на балках, опирающихся на стойки, которые были размещены по контуру через каждые 3 м (рис. 3.70).

Каркас купола был выполнен из стержней, расположенных по треугольной сетке, причем длина сторон треугольников менялась в пределах 1091 ± 1026 мм. Стержни сетки, выполненные из труб диаметром 33 мм, соединились на узловой косынке толщиной 8 мм. Узловые косынки имели форму равнобедренного треугольника со срезанными углами и были выгнуты по трем сторонам; угол изгиба составлял $2^{\circ}32'$. Косынки располагались на поверхности купола по вершинам многостержневой сетки.

В каждом узле сетки сходились шесть стержней, из которых три были приварены к узловой косынке, а три присоединялись к ней на болтах

(рис. 3.71). У каждого стержня один конец был приварен к одной узловой косынке, а другой, сплюсненный, соединялся с другой косынкой двумя болтами М10.

Покрытие решетчатых куполов было выполнено из алюминиевых листов толщиной 0,6 мм. Элементы покрытия имели форму пирамидок высотой 21 см с основанием в два треугольника сетки каркаса (рис. 3.70, с) и соединялись одним болтом с каждой из узловых косынок.

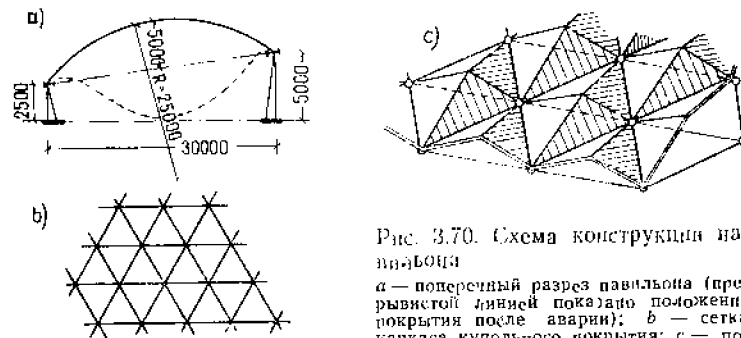


Рис. 3.70. Схема конструкции павильона

а — поперечный разрез павильона (перывиистой линией показано положение покрытия после аварии); б — сетка каркаса купольного покрытия; с — покрытие купола из листов

Опорное кольцо было выполнено из стальной трубы диаметром 108 мм и двух полос 80×15 мм, соединенных с трубой перемычками и ребрами. Каркас купола соединялся с трубой с помощью узловых косынок (рис. 3.72). Сбор-

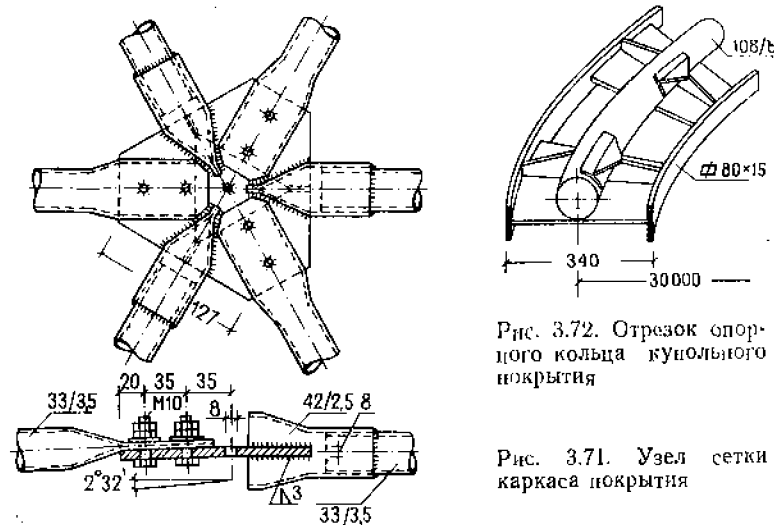


Рис. 3.72. Отрезок опорного кольца купольного покрытия

Рис. 3.71. Узел сетки каркаса покрытия

ка каркаса — сетки купола с опорным кольцом — производилась на уровне земли и затем вся конструкция поднималась самоходными кранами в проектное положение.

После трех лет эксплуатации произошел аварии двух павильонов — провалились купола. Авария первого павильона произошла зимой в ночное время; ей предшествовали скрипы и треск, а сам процесс проваливания купола длился около 8 мин. Купол провалился внутрь павильона и оперся средней частью на основание (3.70, а). Ветер снес снег с наветренной стороны купола

и намел его толстым слоем на подветренной стороне. В результате на наветренной стороне слой снега имел толщину до 10 см, а на подветренной — до $80 \div 120$ см.

В тот период, когда произошла авария, по всей стране наблюдались длительные снегопады. Однако образованию исключительно мощного пласта снега на куполах способствовали неровности на поверхности покрытия образованные алюминиевыми пирамидками.

После обрушения купола первого павильона в тот же день в ранние утренние часы началась очистка от снега оставшихся двух павильонов (рис. 3.73). Во время уборки снега в течение нескольких минут слышался треск в конструкции второго павильона. После удаления снега поверхность купола на втором павильоне начала проваливаться. Купол разрушился возле опорного кольца, опустился и оперся на деревянные стенки высотой 3 м, размещенные внутри павильона (рис. 3.74 и 3.75).

Очищенный от снега купол третьего павильона не разрушился.

В конструкции обрушенных куполов было обнаружено около 30 соединений со срезальными болтами. Поврежденные узлы были разбросаны по всей площади, не группируясь в определенных местах. Множество стержней каркаса было изогнуто в местах наибольших перегибов поверхности купола (рис. 3.75). Таких повреждений не было обнаружено в узлах третьего купола, который не подвергся аварии. Однако при обследовании его в нескольких местах были замечены незначительные отклонения действительной формы купола от теоретической, но не было выяснено, были ли эти отклонения следствием перегрузки конструкции или неточностей монтажа его каркаса, который проводился по специальному шаблону. Эти отклонения наблюдались прежде всего в зонах, прилегающих к опорному кольцу.

При исследовании соединений стержней было обнаружено, что применены болты с нарезкой на всей длине, причем наружный диаметр нарезки составил $9,5 \div 9,9$ мм. Отверстия под болты, как в узловых косычках, так и на концах стержней, были запроектированы диаметром 11 мм, а в действительности имели диаметр 12 мм и больше. Зазор между диаметром отверстия и диаметром болта составлял таким образом 1,3 мм и больше.

При нормативной загрузке купола усилие в стержнях составляет 879 кг, в то же время усилие трения, передаваемое через соединение с двумя болтами И10, равно 692 кг. Таким образом, при местной значительной нагрузке могли произойти преодоление силы трения и сдвиг концов стержней в узлах на 1,3 мм и более. Так как разница между длиной стержня и его пролетом составляла 0,25 мм, такой сдвиг мог вызвать не только выпрямление изогнутой части стержня, но и даже локальный переход среднего узла на другую, внутреннюю сторону плоскости шестиугольника.

Статический расчет каркаса решетчатого купола был проведен в соответствии с нормами. Теория конструкций такого типа, особенно в области устойчивости и определения напряжений при несимметричных нагрузках, пока еще не полностью разработана*. При равномерном распределении нагрузки (по результатам исследований, полученных после катастрофы купола в Бухаресте в 1963 г.) критическая расчетная величина ее обеспечивает двукратный коэффициент запаса [13].

Авария решетчатых куполов произошла по двум причинам: из-за неравномерной снеговой нагрузки и больших зазоров в болтовых соединениях каркаса. Скоплению снега на подветренной стороне, послужившему причиной превышения нормативной нагрузки с 50 до 120 кг/м^2 (в районе опорного кольца), способствовала форма кровельного покрытия. Увеличение усилий в стержнях привело к тому, что силы трения в болтовых соединениях были преодолены, и каркас значительно деформировался. Выборка всех зазоров в узловых соединениях могла бы повлечь за собой даже без срезывания болтов потерю устойчивости поверхности купола и перемещение его в положение



Рис. 3.73. Очистка купола павильона от снега — состояние перед аварией

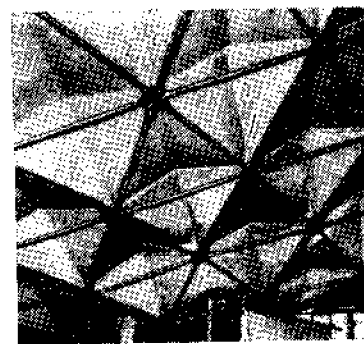


Рис. 3.74. Вид изнутри на фрагмент купола с деформированной сеткой каркаса

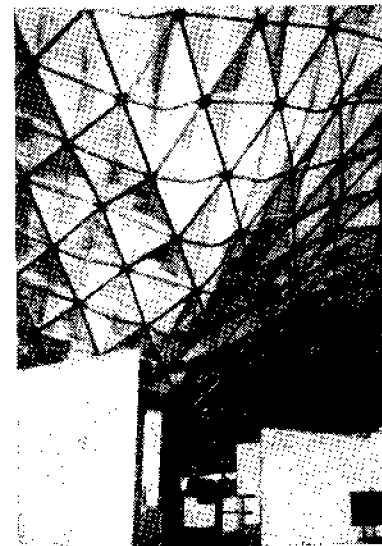


Рис. 3.75. Вид изнутри купола после аварии (падения на стенки)

* Рекомендации по расчету устойчивости односетчатых куполов, в том числе на несимметричные нагрузки, см. работы [135, 136].

ниже опорного кольца. Срез болтов и разрушение соединений в узлах только ускорили процесс разрушения.

Если бы конструкция купола со всеми соединениями стержней и косынок была выполнена на сварке, то при нормативной нагрузке аварии бы не произошло. При снеговой же нагрузке подобной той, что была в день катастрофы, и при сварных узлах конструкция находилась бы в состоянии угрозы потери устойчивости при малом коэффициенте запаса надежности. Таким образом, основной причиной катастрофы были болтовые соединения со слишком большими зазорами в отверстиях под болты.

Исследования, проведенные после катастрофы, позволяют дать следующие рекомендации, касающиеся решения конструкций такого типа. Недопустимо применение соединений на черных болтах, в особенности на болтах с резьбой по всей длине, так как зазоры в отверстиях могут стать причиной изменения геометрии решетчатого купола с малой кривизной (в данном случае $1/R = 1/25 = 0,04$). Слишком частая сетка каркаса не дает возможности, даже применяя шаблоны, изготовить конструкцию без значительных отклонений от принятой теоретической формы. Как показали расчеты, эти отклонения могут повлечь за собой значительное уменьшение критической нагрузки.

В ряде случаев элементы стальных конструкций соединяются с элементами железобетонных конструкций, образуя совместно работающие комбинированные системы. К таким конструкциям относятся плиты перекрытия или проезжей части, совместно работающие со стальными балками каркаса или моста; стальные консоли, соединенные с железобетонными колоннами; башмаки стальных колонн, соединенные с фундаментами, и т. п. Обычно стальные и железобетонные конструкции проектируются в различных отделах проектного института. Отсутствие координации между проектировщиками может привести к неправильному решению узлов соединений обеих конструкций. Когда соединение стальной конструкции с железобетонной разрабатывает проектировщик железобетонных конструкций с небольшим опытом в области монтажа стальных конструкций, могут появиться трудности в реализации проекта.

Пример 3.22

Вдоль продольных стен склада длиной 30 м, выполненного из железобетонных конструкций, запроектирован навес из стальных конструкций. Балки навеса с выступающими 3,25-м консолями во время монтажа крепились на сварке к стальным закладным деталям, замонтированным в железобетонных колоннах здания склада (рис. 3.76, а).

Колонны в виде сборных железобетонных конструкций были изготовлены на заводе вместе с закладными деталями — тремя арматурными стержнями, не объединенными с основной арматурой колонны. Железобетонная колонна и стальная балка навеса были изображены на разных чертежах, причем в

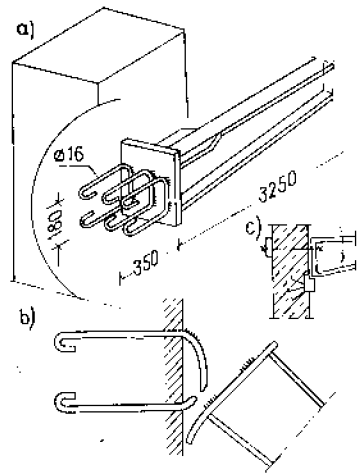


Рис. 3.76. Схема прикрепления консольной балки навеса к железобетонной колонне здания склада а — проектное решение соединения; б — состояние после аварии; в — правильное конструктивное решение соединения

проектной документации не было приведено узла соединения этих конструкций.

Катастрофа произошла через короткое время после монтажа конструкций. С одной стороны здания весь навес упал, с другой — деформировался и в таком виде был подперт под консоли. Причиной обрушения явились обрыв соединения балки навеса с анкерными стержнями из-за недостаточного количества швов, а также деформация анкеров (рис. 3.76, б). По вытянутым анкерным стержням и сужению их сечения можно судить о постепенном нарастании деформации.

Причиной аварии было неправильное конструктивное решение узла соединения балки с закладной деталью железобетонной колонны, а также недостаточная прочность этого соединения.

При правильном решении (рис. 3.76, в) следовало предусмотреть на колонне в уровне нижнего края консольной балки упор в виде стальной плитки, воспринимающей вертикальную реакцию. Действующую на уровне верхнего края балки растягивающую силу могут передать болты, проходящие сквозь колонну.

Пример 3.23

Стальная пространственная конструкция зрительного зала опиралась на железобетонный фундамент, передавая на него значительные усилия. Для соединения элементов стальной конструкции с фундаментом была использована его арматура (рис. 3.77), выполненная из стержней периодического профиля из стали марки 18G2.

Согласно проектному решению, в фундаменте А (рис. 3.77, а) часть горизонтальных стержней отгибается и к ним привариваются упорные плитки, которые должны передавать горизонтальные усилия. Вертикальные стержни пропускаются через отверстия в опорной плите и привариваются по контуру отверстий.

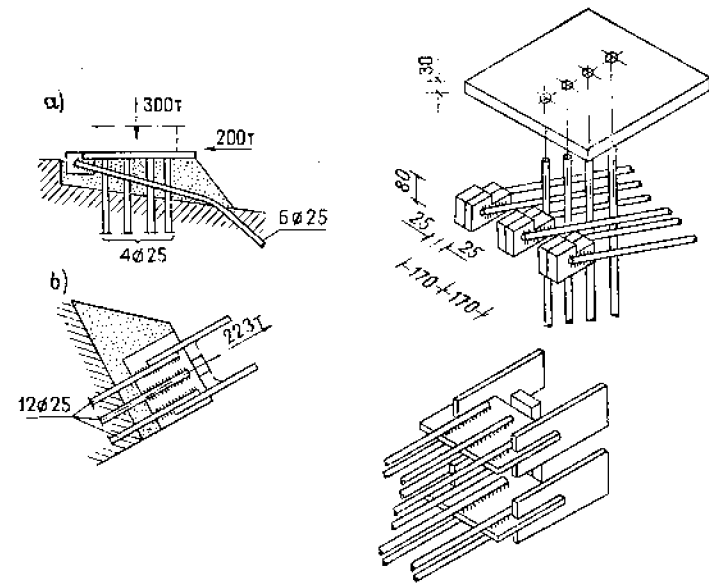


Рис. 3.77. Детали соединений опорных частей стальной конструкции со стержнями арматуры железобетонных фундаментов а — фундамент А; б — фундамент В

В фундаменте В (рис. 3.77, б) к арматуре привариваются две поперечные плиты, к которым с помощью четырех боковых плит присоединяется стальная конструкция.

При бетонировании фундаментов верхняя часть арматурных стержней в местах соединения их со стальной конструкцией была оставлена открытой, чтобы дать возможность приварить затем элементы стальной конструкции. Размещение арматурных стержней и гнезда в фундаменте под опорные части стальных конструкций выполняли с точностью, принятой для изготовления железобетонных конструкций. Так как в опорных частях стальной конструкции не было предусмотрено элементов, которые позволили бы компенсировать отклонения, возникшие при сооружении фундамента, арматуру вручную отогнули так, чтобы стержни арматуры совпали с элементами стальной конструкции.

В процессе отгиба некоторые из стержней арматуры лопались и хрупко разрушались. Трещины располагались на растянутой стороне около основания поперечных ребер, накатанных на стержнях. Склонность к образованию трещин можно объяснить следующими причинами. В стержнях из стали повышенной прочности после прокатки во время остывания возле ребра могут образовываться области повышенной твердости из-за разных условий остывания ребра и стержня диаметром 25 мм. В месте вмятины, расположенной в переходе к ребру, металл имеет наибольшую твердость, что способствовало хрупкому разрушению, когда после отгиба на этой стороне возникали растягивающие напряжения.

В элементах стальных конструкций иногда применяются замкнутые сечения, кроме того, замкнутое пространство образуется также в некоторых конструктивных узлах при установке различных частей усиления. Внутри герметично замкнутых объемов металл не подвергается коррозии. Однако герметичность таких пространств не проверяется, и часто существует возможность протекания воды внутрь, а наличие воды в конструкции независимо от коррозионного воздействия может привести к разрыву замкнутых оболочек вследствие замерзания воды при низких температурах окружающей среды.

Пример 3.24

1. В конструкции башмака колонны была приварена верхняя горизонтальная диафрагма и под ней образовалось замкнутое пространство (рис. 3.78, а). Во время монтажа конструкций через щели в углах диафрагмы внутрь этой замкнутой коробки протекла вода. Во время морозов под влиянием замерзшей воды появились трещины, произошло сильное выпучивание 20-мм ребра в башмаке колонны.

2. В решетчатой балке стержни были сварены из прокатных профилей в виде замкнутого сечения (рис. 3.78, б). Концы стержней были закрыты приваренными в торце пластинами, однако неплотно, и внутрь попала вода. После ее замерзания сечение стержня было сильно деформировано, а в швах, соединяющих элементы сечения, образовались трещины.

В приведенных случаях следовало или предусмотреть отверстия для отвода воды, или выполнить герметичное сварное соединение. Однако изготовление герметичных сварных соединений и проверка их слишком дороги и экономически нецелесообразны для конструкций, которые будут забетонированы или другим способом защищены от мороза.

3. В некоторых случаях применяются заполненные бетоном сжатые элементы конструкций. Тогда необходимо считаться с опасностью накопления воды, не связанной с бетоном. Например, в здании со стальным каркасом колонны были выполнены из стальных труб, которые после монтажа конструкции заполняли бетоном.

В нижней части колонн в зимнее время появились трещины, из которых сочилась вода. Когда в трубах просверлили отверстия, из них вытекло большое количество воды.

4. Одним из главных элементов покрытия цеха электрических печей, вытравливающих ферромагниты, были стальные решетчатые фермы пролетом 24 м и высотой 6,27 м. Верхний и нижний пояса фермы, воспринимающие значительные нагрузки от перекрытий, на которых располагались электрические печи и их оборудование, были запроектированы в виде замкнутых сечений, выполненных из листов. Стержни раскосов имели открытые двуглавые сечения. На рис. 3.79 показана конструкция опорного узла решетчатой фермы, в котором сходятся нижний пояс высотой 1,20 м, стойка и раскос. Узловые

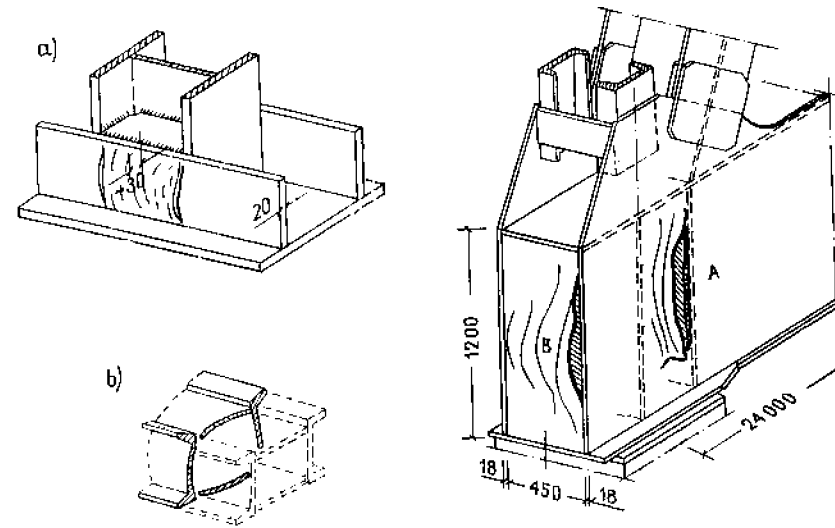


Рис. 3.78. Разрушения, вызванные замерзанием воды
а — в башмаке колонны; б — в балке замкнутого сечения

Рис. 3.79. Разрушения, вызванные замерзанием воды в опорном узле решетчатой фермы

косынки толщиной 18 мм являются продолжением вертикальных листов нижнего пояса и соединяются вертикальными и горизонтальными листами и поперечными диафрагмами. В узле образовались замкнутые пространства, в которых скопилось дождевая вода, попавшая туда через неплотные сварные соединения. В зимнее время вследствие замерзания воды в этих объемах произошли повреждения листов. На участке А вертикальный лист сильно выпучился, образовалась трещина и часть треснувшего листа вывернулась наружу. На участке В произошел разрыв швов, соединяющих диафрагму с узловой фасонкой, и сильно выпучилась диафрагма. В других местах этого узла в районе замкнутых объемов произошли пластичные деформации стенок, которые прогнулись до нескольких сантиметров. Обследование других аналогичных узлов показало наличие воды в замкнутых объемах.

При проектировании конструкций, стоящих под открытым небом, всегда следует учитывать, что в углублениях и нишах скапливается вода и пыль. Это особенно касается конструкций с сечениями в виде корыт, поперек которых поставлены ребра или диафрагмы. Следует принимать во внимание положение, в котором элемент конструкции будет смонтирован, и устраивать отверстия или проемы для спуска дождевой и талой воды, вызывающей интенсивную коррозию стали (см. п. 6.2.1).

3.4. АВАРИИ КОНСТРУКЦИИ МНОГОПРОЛЕТНЫХ ЦЕХОВ

Современные требования к производству в некоторых отраслях промышленности приводят к необходимости блокировать разные этапы производства, поэтому промышленные здания часто строятся в виде многопролетных цехов, занимающих площадь во много гектаров. Такие комплексы иногда разделяются интервалами через 120 ÷ 150 м, а в некоторых случаях не имеют интервалов. В этих условиях авария одного элемента может вызвать серьезную катастрофу, особенно в конструкции с последовательным соединением элементов.

Ниже описаны наиболее часто встречающиеся системы стальных конструкций каркасов промышленных зданий и проанализирована их подверженность распространению аварии. Приведены примеры решений, которые могут препятствовать развитию аварии. При последовательно соединенных элементах в системах они предусматривают разделение многопролетной конструкции на самостоятельные части с меньшим числом элементов с интервалами между ними или введением опорных звеньев. При параллельно соединенных элементах в системах (например, при висячих покрытиях) этой цели можно достигнуть созданием для некоторых несущих элементов системы дополнительного запаса прочности, благодаря чему после выключения из работы одного из них остальные элементы будут продолжать работать и препятствовать распространению аварии. Во всех рассматриваемых системах более выгодным по многим соображениям является легкое кровельное покрытие, особенно из волнистого листа, по сравнению с покрытием из тяжелых железобетонных плит. При расчете прочности опорных звеньев, воспринимающих исключительную нагрузку, вызванную разрушением определенных элементов, рекомендуется допускать в них напряжения, равные 0,9 предела текучести. Это условие, особенно при использовании легкого покрытия, позволяет проектировать опорные звенья как противоаварийные элементы без чрезмерного увеличения массы конструкции [43].

3.4.1. Плоские сплошные перекрытия

В многопролетных цехах с конструкцией покрытия из параллельных ферм и прогонов, когда кровля образует непрерывные плоские скаты, схема стального каркаса выполняется обычно в виде повторяющегося блока, как показано на рис. 3.80. В этой конструкции система прогонов и ферм должна раскрепляться горизонтальными связями не реже, чем через каждые восемь ферм, что соответствует обычно расстоянию, не превышающему 48 м, а также вертикальными связями между фермами по рядам колонн. Кроме того, требуются вертикальные связи в середине пролета через каждые 15 м.



Рис. 3.80. Схема блока покрытия многопролетного цеха

а — план; б — поперечный разрез; 1 — ферма; 2 — прогоны; 3 — связи прогонов; 4 — горизонтальные связи; 5 — вертикальные связи

В конструкции такого типа верхний пояс каждой фермы раскрепляется в горизонтальной плоскости с двух сторон прогонами или продольными связями. Это дает ему возможность сохранить устойчивость и тогда, когда одна из соседних ферм подверглась аварии, и, разумеется, при условии соответствующего закрепления продольных связей. В этом случае оказываются невыгодными непрерывные продольные связи со стержнями, соединяющими верхние и нижние пояса ферм. Для ограничения области разрушений при аварии более выгодно не сплошные вертикальные связи, а прерывающиеся через несколько ферм. Соединение прогонов с фермами, прилегающими к системе горизонтальных связей, должно быть таким, чтобы связи, деформированные вследствие аварии, могли быть отсоединены.

3.4.2. Шедовые перекрытия

Шедовые кровли, скаты которых, поделенные на отдельные участки, опираются верхним своим краем на верхние пояса ферм, характеризуются самой высокой аварийностью (рис. 3.81). Потеря устойчивости одной фермы 1 или обрушение ее влечет за собой обрушение соседних скатов вместе со связями 2 и вызывает существенные деформации соседних ферм. Система становится геометрически изменяемой и отдельные участки поочередно «складываются», как бы соединенные петлями.

Как показывает пример 5.7, нарушение устойчивости одной только фермы в системе, которая показана на рис. 3.82, а, вызвало обрушение большого числа пролетов на длине более 100 м.

Еще большие последствия имела авария системы, которая изображена на рис. 3.82, б; эта авария распространилась на весь цех (см. пример 5.2).

Предрасположена к распространению аварии и конструкция, приведенная на рис. 3.82, в. Потеря устойчивости несущих конструкций на одном участке приводит здесь к немедленной потере несущей способности соседних участков. Системы, изображенные на рис. 3.82, д и е, не являются более устойчивыми в этом отношении.

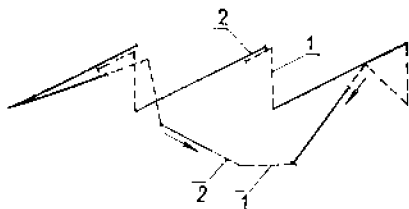


Рис. 3.81. Кинематическая схема обрушения покрытия с шедовой кровлей в случае аварии
1 — ферма; 2 — связь

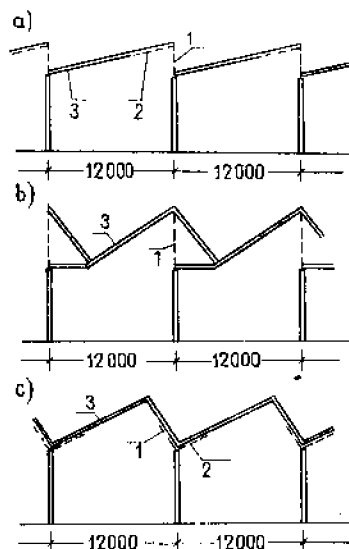


Рис. 3.82. Схемы шедовых кровель (продольный разрез)

а — вертикальный шед с балочными прогонами; б — косой шед с ломаными прогонами; в — косой шед с балочными прогонами; г — косой шед на коробчатых балках; д — вертикальный шед с решетчатыми прогонами; 1 — балка или ферма; 2 — связь; 3 — кровельное покрытие

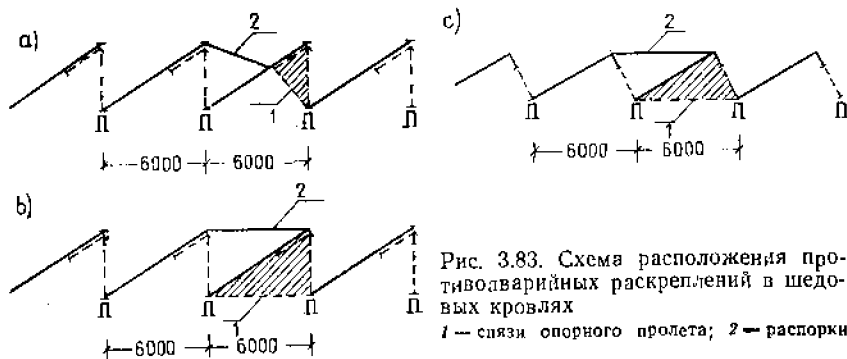
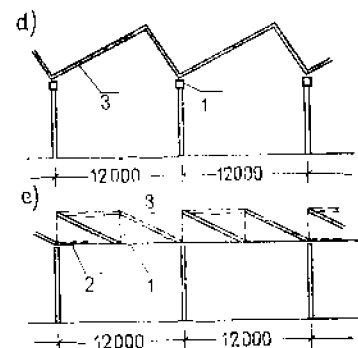


Рис. 3.83. Схема расположения противаварийных раскреплений в шедовых кровлях
1 — связи опорного пролета; 2 — распорки

Трудно разработать такую конструкцию покрытия с шедовой кровлей, чтобы при возникновении случайного разрушения авария в ней не распространилась. Однако можно дать ряд рекомендаций. При вертикальных шедах сравнительно легко применить интервалы в конструкции покрытия, размещенные, например, через каждые 60 м. В некоторых случаях может оказаться выгодным проектирование опорных пролетов в виде пространственной решетчатой конструкции. Она может быть выполнена, например, треугольного сечения путем замыкания плоскостей фермы и связей дополнительными связями 1, расположенными в наклонной (рис. 3.83, а) или горизонтальной плоскости (рис. 3.83, б); одновременно должны раскрепляться узлы верхних поясов ферм распорками 2.

Опорные пролеты должны размещаться приблизительно с 60-м шагом [66]. Соединение соседних пролетов с опорным должно быть сконструировано таким образом, чтобы оно было способно воспринимать эксплуатационную нагрузку и разрушалось или срезалось при определенном усилии, возникающем при катастрофическом изменении угла наклона прилегающего ската. Это усилие должен воспринять опорный пролет.

Предлагаемый способ можно применять также и для наклонных шедов, которые сложно разделять интервалами из-за наличия горизонтального распора от наклонных скатов (рис. 3.83, с).

3.4.3. Перекрытия ломаного профиля в виде трапеции и прямоугольные

В перекрытиях ломаного профиля скаты кровли укладываются попеременно то на уровне верхнего, то на уровне нижнего пояса ферм для того, чтобы образовать плоскости освещения без создания специальных фонарей.

Наиболее часто встречаются системы, приведенные на рис. 3.84. Кровельное покрытие может опираться непосредственно на верхние пояса ферм, а также на консоли, подвешенные в узлах нижних поясов плоских вертикальных или наклонных ферм (рис. 3.84, а и б).

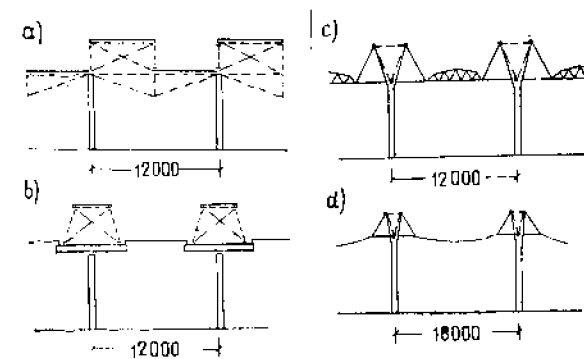


Рис. 3.84. Схемы кровель прямоугольной и трапециевидальной форм (продольный разрез)

а — фермы вертикальные плоские; б — фермы наклонные плоские; в — трехстепеньные фермы — скат на жестких решетчатых прогонах; г — трехстепеньные фермы — висячий скат

Наклонные плоскости освещения образуются также при помощи пространственных трехстневных ферм, нижний скат к ним подвешивается с помощью решетчатых прогонов (рис. 3.84, *с*) или вантовых элементов (рис. 3.84, *д*).

В случае обрушения главного несущего элемента (фермы) дальнейшее распространение аварии может быть задержано при условии достаточной жесткости и прочности конструкции соседней фермы, воспринимающей несимметричную нагрузку, вызывающую ее изгиб в вертикальной и горизонтальной плоскостях, а также скручивание. Среди представленных систем трехстневная ферма (рис. 3.84, *с* и *д*) лучше всего приспособлена к таким условиям работы. В покрытиях с плоскими фермами в прямоугольной системе (рис. 3.84, *а*), а также в трапециевидной (рис. 3.84, *б*) необходимо для обеспечения полной устойчивости установить горизонтальные и вертикальные связи.

В некоторых случаях вертикальные связи предусматриваются только для монтажа, а в последующем удаляются для повторного использования. Лишенная вертикальных связей конструкция этого типа подвержена распространению аварии так же, как и конструкции шедовых кровель, поэтому такое решение нельзя рекомендовать — подобная конструкция не только неустойчива при возникновении аварии, но она также имеет малую жесткость на скручивание при несимметричных нагрузках, которые могут возникнуть, например, из-за снежных мешков или от подвешенного транспорта.

Если же фермы обладают значительной жесткостью на скручивание, то каждая из них или только те, которые размещены, например, с шагом 60 м, могут рассматриваться как опорный пролет. Разумеется, прилегающие колонны должны быть усилены так, чтобы воспринимать нагрузки, которые могут появиться во время аварии.

3.4.4. Вантовые перекрытия

Из многочисленных типов вантовых конструкций в нашем строительстве нашли применение двухпоясные системы в виде ферм типа «Яверта» (рис. 3.85, *б*), а также однопоясные системы, выполненные или в виде конструкции из плит и вант, или в виде висячих оболочек из волнистого листа (рис. 3.85, *с*).

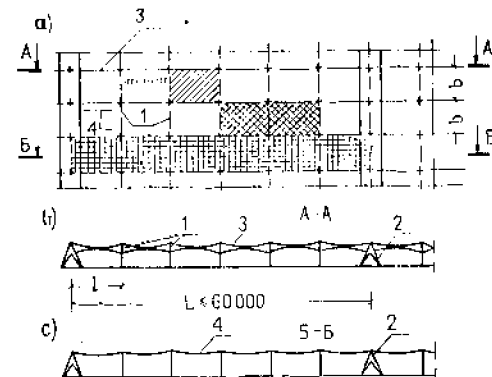
Раздельные вантовые перекрытия, подвешенные между пространственными фермами, здесь не рассматриваются, так как их подверженность авариям не отличается от описанных выше покрытий прямоугольной и трапециевидной форм. В данном случае речь идет о висячих вантовых конструкциях, опирающихся на опорный пояс с закреплениями крайних элементов вант в анкерных устройствах.

Покрытия этого типа применяются преимущественно в многопролетных цехах, причем протяженность оболочек по горизонтали дает возможность выполнять длинные ванты без интервалов. В

этих условиях разрыв несущей ванты может привести к повреждению покрытия и других конструкций цеха на всей его длине. Разделение таких систем интервалами целесообразно, оно приводит к значительному увеличению стоимости строительства из-за высокой стоимости анкерных устройств. Однако уменьшить аварийность можно, предусмотрев в проекте возможность выключения из работы какой-нибудь одной ванты. В этих условиях соседние ванты будут находиться под действием двойной нагрузки, а опорный пояс должен будет воспринимать соответствующую нагрузку от изгиба. Благодаря специфическим свойствам вантовых покрытий

Рис. 3.85. Схема конструкции подвесной кровли

а — план; *б* — разрез в плоскости раскрепляющих двухпоясных балок; *с* — разрез по оси пролета с отдельными растяжками из круглых стержней или листа; 1 — решетчатые фермы; 2 — опорные колонны; 3 — двухпоясные балки; 4 — отдельные растяжки



устойчивость самой оболочки не представляет особой проблемы. В оболочках на отдельных подвешенных участках около колонн необходимо устраивать с шагом не менее 60 м горизонтальные связи, обеспечивающие более равномерную передачу горизонтальных растягивающих сил на колонны.

Следует отметить, что аварии легких конструкций такого типа влекут за собой менее опасные последствия, но приводят к значительной дезорганизации производства.

3.4.5. Поперечная конструкция перекрытия

Конструктивные решения покрытий, рассмотренные в пп. 3.4.1 — 3.4.4, образуют в поперечном сечении системы в виде ряда свободноопертых ферм (балок) или непрерывную многопролетную ферму (балку). Непрерывные системы, как статически неопределимые, обладают большим запасом надежности, т. е. вероятность возникновения аварии конструкций такого цеха меньше, чем в статически определимых системах. Это объясняется тем, что в статически определимых системах при выключении из работы какого-либо элемента перегрузка других элементов в общем случае не превышает 1,5, т. е. напряжения в материале еще не превышают предела прочности. Исследования показывают, что, например, в фермах может произойти перемена знака усилия в крайних раскосах, но и в этом случае существует возможность дальнейшего перераспределения

сил, которое приведет к задержке развития аварии. Однако несмотря на такие преимущества, из соображений удобства ведения монтажа большая часть многопролетных цехов проектируется с применением свободноопертых ферм. В этом случае нет дополнительного запаса надежности, но существует возможность так изолировать конструкции одну от другой, чтобы при возникновении случайного разрушения какого-либо элемента авария не распространялась. Совершенно необходимым является правильное конструктивное решение соединений ферм с колоннами, чтобы авария фермы в одном пролете цеха не нарушала устойчивость соседних ферм. В связи с этим в случае применения свободноопертых ферм следует устраивать отдельные прогоны в каждом пролете, а также по возможности загружать колонны точно по оси. Известны случаи распространения аварий в поперечном направлении по цеху при применении сквозных прогонов.

3.4.6. Участки перекрытия в блочном монтаже

В последнее время в строительстве многопролетных промышленных цехов все шире применяется блочный монтаж целых участков кровельных покрытий с двускатной или шедовой кровлей. Блоки конструкций размерами в плане 12×18 , 12×24 или $18 \times$

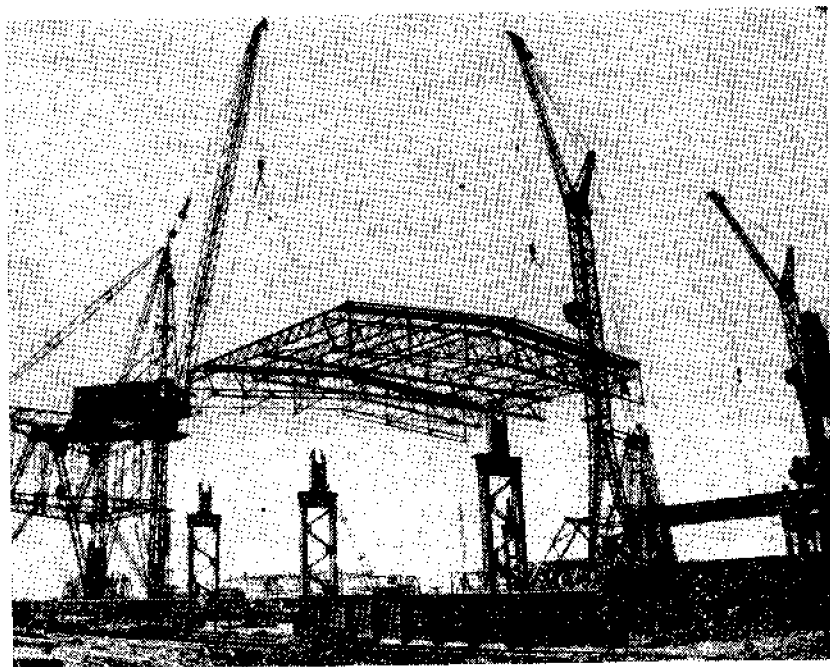


Рис. 3.86. Блочный монтаж перекрытия

$\times 36$ м полностью собираются на земле в уровне рабочей площадки вместе со связями, кровельным покрытием и фонарями. Для обеспечения жесткости во время подъема и транспортирования блоки должны быть прочно раскреплены так, чтобы образовались объемные жесткие монтажные элементы, приспособленные для самостоятельного восприятия монтажных и эксплуатационных нагрузок (рис. 3.86). Покрытия, собранные из таких блоков, менее подвержены развитию аварии, так как каждый блок, перекрывающий данный участок сетки колонн, является самостоятельной частью конструкции, изолированной от остальных частей системы, и в случае возникновения разрушения в покрытии одного из блоков авария не распространится на другие блоки.

Глава 4

АВАРИИ,

ВЫЗВАННЫЕ ОШИБКАМИ ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ

Некоторые аварии стальных конструкций являются следствием ошибок, допущенных во время изготовления конструкции на заводе или при ее монтаже на строительной площадке. К особо опасным ошибкам, допускаемым при изготовлении, относятся отступления от геометрической сетки, установленной проектом, и осевого размещения элементов, а также низкое качество соединений как заводских, так и монтажных. Изменение расположения геометрических осей конструктивных элементов при выполнении детализованных чертежей может привести к образованию эксцентриситетов и непредвиденному увеличению напряжений в этих элементах. Низкое качество соединений может быть следствием многих причин: плохой подгонки элементов, неправильного размещения отверстий под заклепки и болты, неверной установки частей конструкции при сварке, неправильной технологии изготовления и т. д.

Причиной аварий, вызванных ошибками в изготовлении сварных конструкций, обычно является низкое качество швов в соединениях несущих конструкций. Как правило, это связано с несоблюдением толщин швов, предусмотренных в рабочих чертежах, а также с различными дефектами, такими, как отсутствие подварки корня шва, наличие кратеров, подрезов и т. п.

Стыки низкого качества получаются из-за плохой подготовки свариваемых элементов, не обеспечивающей получения канавки под шов требуемых размеров, или неудачного конструктивного решения, препятствующего хорошему выполнению шва. Чтобы исключить небрежность при выполнении сварочных работ, следует поручать ответственную работу только высококвалифицированным сварщикам, а также организовать эффективный технический контроль сварных швов. Анализ опыта работы заводов по изготовле-

нию сварных конструкций показал, что в стыковых сварных швах, просвеченных при проведении контроля в соответствии с требованиями проекта (о чем рабочие информируются технологическими инструкциями), число швов с низким качеством не превышает 3%.

Одним из основных принципов проектирования конструкций высокого качества является соответствие конструктивных решений производственным методам изготовления. От конструктивного решения во многом зависит возможность выполнения высококачественного соединения и возникновения деформаций и внутренних напряжений во время сварки. В случаях особенно неудачных конструктивных решений сварных соединений может произойти разрушение конструкции уже на первом этапе эксплуатации.

Очень часто образуются различные повреждения в материале вследствие устройства чрезмерного числа швов. В области швов возникают высокие внутренние напряжения, а в ряде случаев бывает превышена прочность материала и появляются трещины от внутренних напряжений, частично разрушающие материал.

На рис. 4.1 приведен прокатный двутавровый профиль большой высоты, к которому приварено угловыми швами ребро слишком большой, не оправданной конструктивными требованиями толщины. Система напряжений, которые образовались в плоской стенке, привела к разрушению основного материала по дуге на некотором расстоянии от швов.

В рамках высоты сечения возле опор обычно увеличивают. Для этого прокатный профиль разрезают на определенной длине и после предварительного нагрева отгибают под определенным углом. Затем швами встык приваривают вставку из листа переменной высоты (рис. 4.2). Сварные швы в таком случае сходятся под острым углом, что приводит к концентрации швов на малой площади. В местах скопления и пересечения швов образуются трещины, причем это особенно опасно в случае выполнения таких узлов из плит большой толщины. Из-за высоких внутренних напряжений в сварных швах образуются трещины, которые переходят на материал конструкции.

Чтобы повысить сопротивление сварных стыков конструкций, подвергающихся воздействию переменных нагрузок усталостным разрушениям, применяют постепенное изменение размеров сечений и плавные переходы в соединениях элементов. В решетчатых конструкциях постепенный переход к узловым косынкам выполняют путем закругления углов и сглаживания концов швов, которые соединяют узловую косынку с основными элементами конструкции.

В башне решетчатой конструкции применили стержни из уголков с толщиной полок 14 мм. Все узлы присоединения уголков к поясам выполнили без узловых фасонки, но с применением листовых вставок. Эти вставки были закруглены и соединены с полками уголков швами встык и имели толщину, равную толщине полок уголков (рис. 4.3).

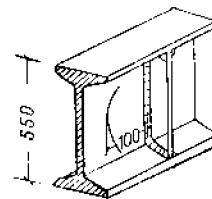


Рис. 4.1. Разрушение стенки в балке из-за наложения швов большой толщины

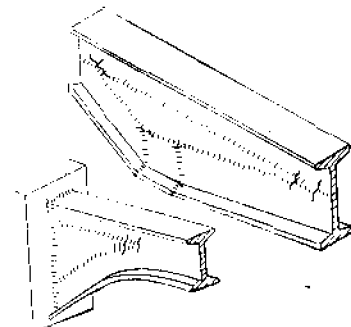


Рис. 4.2. Трещины балок со вставками из листа

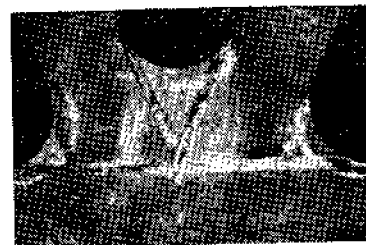


Рис. 4.3. Вид узла со вставками из листа



Рис. 4.4. Вид трещин и кратеров в швах средней части узла

Во время изготовления конструкции в этих узлах образовались трещины в швах, сосредоточенные в средней части узла, т. е. в месте наибольшей концентрации швов (рис. 4.4). Вследствие применения листовых вставок и чрезмерно толстых швов образовался жесткий узел, в котором сварные внутренние напряжения достигли предела прочности материала. Из-за жесткости узла напряжения не могли даже частично распределиться путем местной деформации. Образованию трещин в этом случае способствовала неверная технология укладки швов. По наплывам на поверхности шва и положению кратеров можно сделать вывод, что швы накладывались от края к середине узла и, таким образом, в узле уже в начальной стадии сварки была ограничена возможность деформации соединяемых частей.

В приведенном случае, по-видимому, можно было не применять узловых косынок, так как обе полки уголков непосредственно присоединяются швами к поясу. Применение вставок с закруглениями только на первый взгляд выполняло условие плавного перехода в соединении, на самом же деле приводило к концентрации напряжений вследствие чрезмерной толщины швов и близости их взаимного расположения.

4.1. ОШИБКИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ, ПРИЧИНАМИ КОТОРЫХ ЯВЛЯЮТСЯ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Правильное выполнение швов может быть затруднено или даже неосуществимо при плохом доступе к месту сварки или при сварке в трудных положениях. В конструктивных решениях для сварных соединений важно не только предусмотреть теоретическую прочность стыка, но и обеспечить возможность его высококачественного исполнения.

Пример 4.1

Авария произошла с конструкцией перекрытия производственного цеха приблизительно через полтора года после ввода его в эксплуатацию. Обрушилась кровля цеха, что повлекло за собой смерть одного рабочего и тяжелые телесные травмы у другого. Предприятие понесло многомиллионные убытки вследствие уничтожения оборудования и длительного перерыва в производстве продукции. Убытки понесли также и смежные предприятия.

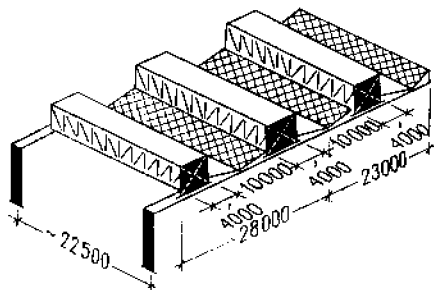
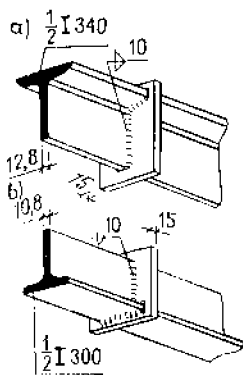


Рис. 1.5. Схема цеха, в котором произошло обрушение конструкции кровли

Рис. 4.6. Стыки поясов фермы на поперечных прокладках

а — верхний пояс; б — нижний пояс



Стальная конструкция покрытия была спроектирована для давно существующего производственного цеха с частичным использованием его продольных кирпичных стен (рис. 4.5). Главными элементами конструкции покрытия были фермы с параллельными поясами пролетом около 22,50 м. Фермы были соединены попарно прогонами и связями таким образом, что образовались фонари с окнами в вертикальных плоскостях ферм.

Пояса были изготовлены из разрезанных прокатных двутавров в виде стержней таврового сечения. Стыки как верхних, так и нижних поясов ферм были устроены посередине пролета. В четырех фермах стыки поясов были выполнены на поперечных прокладках при помощи угловых швов (рис. 4.6), в остальных шести фермах — с помощью накладок (рис. 4.7). В обоих конструктивных решениях теоретическая прочность швов и накладок была меньше, чем прочность сечения пояса.

Необходимо отметить, что стык с поперечной прокладкой в растянутых элементах недопустим, так как возможно расслаивание материала прокладки из-за низкой прочности материала в направлении толщины листа или наличия вкраплений примесей в металле.

Кроме того, принятая в этих узлах толщина угловых швов, равная 10 мм, является слишком большой по сравнению с толщиной стенок тавров, примененных для изготовления поясов.

Разрушению подверглась часть перекрытия на длине около 28 м с фермами, в которых стыки поясов были выполнены на поперечных прокладках. Обрушившаяся конструкция повредила часть стены, на которую она опиралась. Обследование показало, что во всех четырех фермах были разорваны швы на поперечных прокладках в нижнем и верхнем поясах (рис. 4.8): в нижнем поясе из-за их перегрузки, а в верхнем при обрушении конструкции. Швы в этих стыках имели низкое качество, а также недостаточную толщину. Действительная площадь сечения швов была на 50% меньше предусмотренной проектом, а по сравнению с сечением, необходимым по условию прочности, площадь сечения швов была меньше приблизительно на 30%. Низкое качество выполнения швов, особенно слишком малая их толщина и отсутствие проплавления, хорошо видно на поперечном срезе соединения (рис. 4.9).

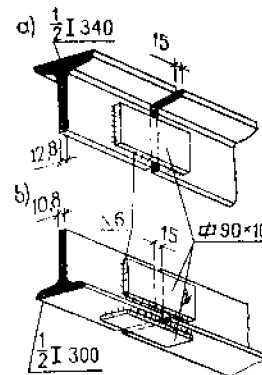


Рис. 4.7. Стыки поясов фермы, выполненные с использованием накладок

а — верхний пояс; б — нижний пояс

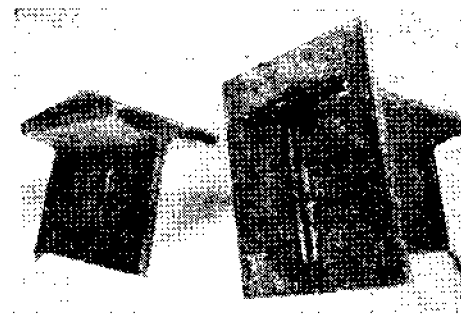


Рис. 4.8. Вид разорванных швов на стыковой поперечной прокладке верхнего пояса фермы

Сопутствующими причинами аварии были следующие обстоятельства. Все стыковые соединения в других стержнях фермы были выполнены без разделки кромок, что значительно уменьшило сечение шва. Много гибких элементов связей, обеспечивающих устойчивость конструкций, было вынуждено без натяжения, вследствие чего связи имели прогибы. Отверстия под болты во многих местах были сделаны при помощи газового резака.

Качество изготовления уцелевших конструкций, которые не подверглись аварии, было также невысоким, однако стыки поясов с накладками имели, видимо, несколько более высокую прочность, чем стыки поясов, выполненные на поперечных прокладках. В проекте стальных конструкций также было допущено несколько ошибок в статических расчетах и конструктивных решениях.

Конструкция была изготовлена в полевых условиях — на лесах, возведенных под существующей кровлей. Такая организация изготовления металлических конструкций усложняет выполнение и контроль производственного процесса. По-видимому, в данном случае изготовление и монтаж конструкций были выполнены без соответствующего технического надзора. Его осуществлял бригадир, по профессии слесарь, не имеющий квалификации сварщика и опыта в работах такого рода.

В основном катастрофа была связана с организационными недостатками и несоблюдением элементарных технических требований, проявляемых при проведении работ на такой важной стройке. К реализации был допущен проект, содержащий ошибочные конструктивные решения. Выполнение работ было поручено работникам с недостаточной квалификацией, которые обнаружили незнание основ строительного дела.

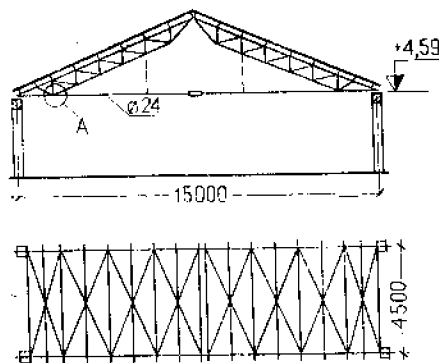
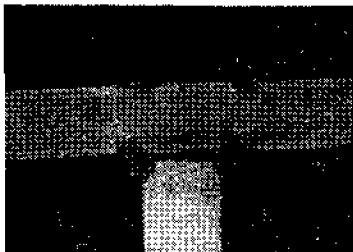


Рис. 4.9. Срез сварного соединения на стыковой поперечной прокладке

Рис. 4.10. Схема каркаса здания типового сельскохозяйственного склада

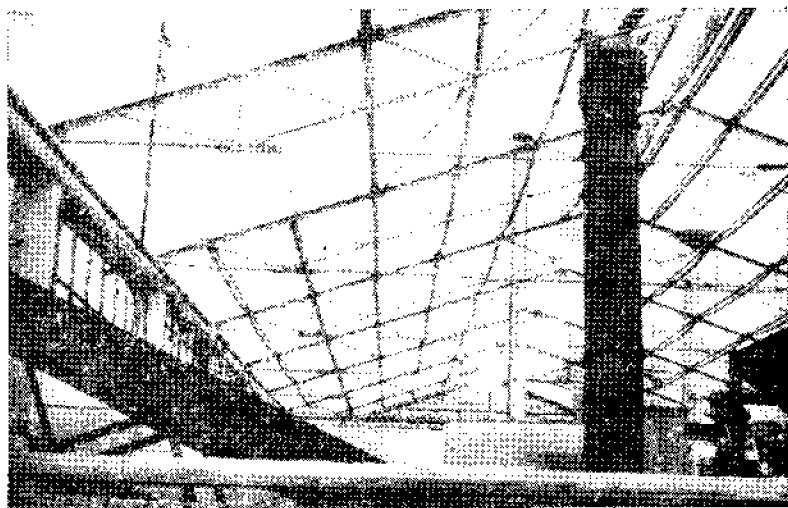


Рис. 4.11. Вид каркаса здания перед монтажом кровли

Стальные, в особенности сварные, конструкции требуют соответствующей подготовки проектировщиков и строителей.

Пример 4.2

В шестидесятых годах было построено значительное число типовых сельскохозяйственных складов смешанной конструкции (рис. 4.10). Около двух десятков таких складов пришли в аварийное состояние, а некоторые полностью разрушились [28, 94].

Конструкция типового строения состоит из сборных железобетонных колонн, установленных через каждые 4,50 м и легких стальных ферм пролетом 15 м (рис. 4.11). На фермы уложены сборные железобетонные прогоны, а на них волнистые пластмассовые листы — покрытия. Было предусмотрено необходимое число горизонтальных связей из круглых стержней по краям каркаса и вблизи температурных интервалов.

Статическая схема сооружения была правильной и отвечала требованиям устойчивости. Однако конструктивные решения различных элементов были неудачными главным образом потому, что они были не приспособлены к условиям изготовления на строительных площадках, где эти конструкции изготавливались. Это обстоятельство, несомненно, явилось одной из косвенных причин аварии. Непосредственными причинами разрушений были различные ошибки изготовления.

Неудачным решением разработчиков является использование в одном каркасе очень легких и гибких стальных ферм и их стяжек из круглых стержней в соединении с железобетонными прогонами и железобетонными колоннами. В связи с тем, что между стальными и железобетонными конструкциями существует значительная разница в отклонениях, допускаемых при изготовлении этих элементов, возникают большие трудности при их соединении. Особенно большие трудности возникали при соединении железобетонных прогонов со стальными легкими фермами (рис. 4.12 и 4.13).

На практике оказалось, что узлы соединения стальных элементов с железобетонными выполнены некачественно — они имели слишком большие зазоры или вообще были выполнены не по проекту. Конструкции ферм были трудны в изготовлении и монтаже. Эти трудности обуславливались неудачным конструктивным решением ферм: значительным числом составных деталей, наличием большого числа швов в труднодоступных местах, шарнирами в стяжках на болтах, большим объемом кузнечных работ, а также значительным прогибом некоторых стержней фермы (рис. 4.14).

Было обнаружено много отступлений от проектных решений и в сооружениях, не подвергшихся авариям. Практически во всех фермах стержни, выполненные из круглой стали, были слишком длинными. Фермы были установлены не строго вертикально и отклонения от вертикальной плоскости достигали 25 см. В некоторых фермах верхние пояса были изогнуты в плоскости кровли и стрелка прогиба равнялась 10 см. Стержни горизонтальных связей были плохо смонтированы, около 30% стержней не были соединены с фермами. Стержни сжатых стоек также имели прогиб. В большинстве ферм на верхнем поясе отсутствовали детали для укладки и закрепления прогонов, как это было предусмотрено проектом (рис. 4.13), по этой причине места установки прогонов сдвигались, и верхние пояса ферм работали на изгиб.

Анализ общего состояния смонтированных конструкций показал, что независимо от других дефектов изготовления существовала опасность потери устойчивости фермами.

К наиболее же часто встречающимся дефектам изготовления, которые стали причиной аварий, следует отнести применение болтов в соединении винтовых стяжек меньшего, чем было предусмотрено в проекте, сечения; плохое изготовление или недостаточная затяжка винтовых стяжек; уменьшенное сечение сварных швов, большие, не предусмотренные проектом эксцентриситеты в узлах (рис. 4.15 и 4.16), а также слишком большие зазоры в соединениях. Кроме того, были случаи хрупкого разрушения круглых стержней, выполненных из стали марки St0.

В нескольких случаях под влиянием чрезмерной снеговой нагрузки, значительно превышающей нормативные величины, произошел прогиб крыши с остаточными деформациями элементов каркаса. Это указывает на необходимость увеличения коэффициента перегрузки для снеговой нагрузки в такого типа конструкциях с относительно легким покрытием.

На основании собранных сведений типовая конструкция покрытия склада была переработана и описанные недостатки исправлены.

Пример 4.3

На бумажной фабрике были построены рядом два вертикальных резервуара объемом по 340 м³ каждый. Каждая емкость состояла из цилиндрической части диаметром 6000 мм и высотой 12 000 мм и конической части для слива в форме воронки с углом наклона для горизонтали 30°. Обе эти части были соединены горизонтальным кольцом шириной 275 мм (рис. 4.17). Сверху емкости были накрыты крышами в виде конуса с углом наклона к горизонту

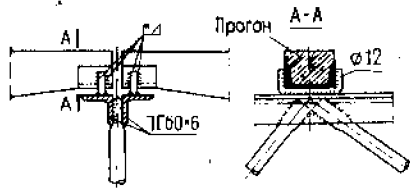


Рис. 4.12. Узел соединения прогона с фермой (по проекту)

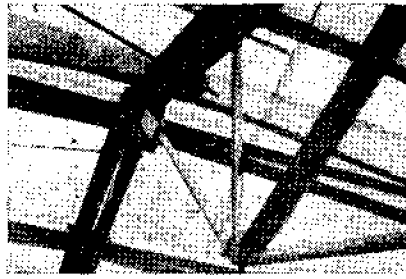


Рис. 4.13. Вид узла соединения прогона с фермой

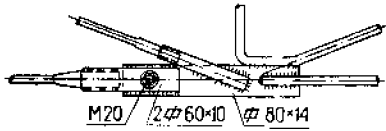


Рис. 4.14. Конструкция узла нижнего пояса (см. рис. 4.10, узел А)



Рис. 4.15. Вид винтовой стяжки для стержней из круглой стали



Рис. 4.16. Вид узла нижнего пояса фермы

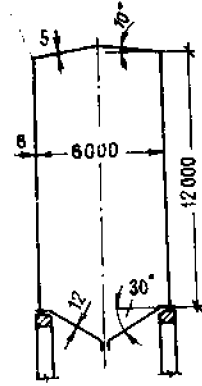


Рис. 4.17. Схема резервуара

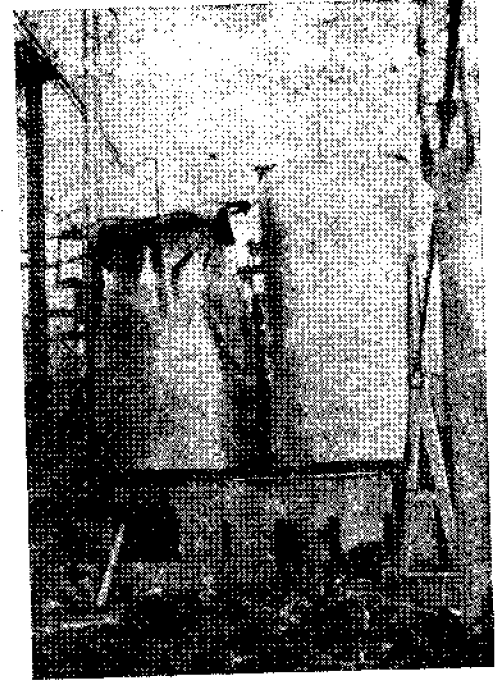


Рис. 4.18. Вид резервуаров: неповрежденного (справа) и поврежденного [3]

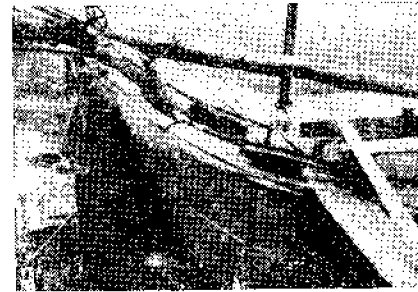


Рис. 4.19. Вид деформированной верхней части резервуара [3]



Рис. 4.20. Разрушение здания порывом ветра [3]

зонтали 10° . Резервуары были установлены на железобетонных кольцах, опирающихся на железобетонные колонны.

Оболочка цилиндрической части резервуаров выполнена из стальных листов толщиной 6 и 8 мм, слив — 12 мм, горизонтальное кольцо — 10 мм, крыша — 5 мм. На крыше имелся патрубок диаметром 150 мм, а также лаз диаметром 500 мм. Емкости были изготовлены из стали марки St3SX. После года эксплуатации разрушился один из двух рядом стоящих резервуаров (рис. 4.18). Произошел внезапный отрыв нижней конической части емкости и вытекло около 300 м^3 щелока, содержащегося в ней. От внезапного слива такого значительного количества жидкости возникло сильное разрежение в цилиндрической части и под крышей емкости, вследствие чего крыша вогнулась и полностью разрушилась (рис. 4.19). Волна щелока и воздушная волна частично разрушили кирпичное здание (рис. 4.20). Другой резервуар, сравнительно слабо соединенный с первым, уцелел [3].

Осмотр разрушенного участка соединения конической части слива с горизонтальным кольцом показал, что шов, соединяющий эти элементы, имел слишком низкую прочность. Проектом, как показано на рис. 4.21, были предусмотрены двусторонний угловой шов и опирание резервуара в месте соединения на железобетонное кольцо. В действительности же емкость изготовляли из листов на строительной площадке таким образом, что после укладки на железобетонное кольцо листов горизонтального кольца к нему приварили первый пояс вертикальной оболочки и коническую оболочку слива в окончательном положении. Из-за затрудненности доступа к участку

положения нижнего шва от него отказались. Для лучшей подгонки листов кромку горизонтального кольца срезали под углом, причем в зависимости от неточности подгонки края листов кольца и оболочки слива по окружности имели разную форму, а верхний шов — различную толщину (рис. 4.22). В некоторых случаях были даже применены прокладки, изготовленные из обрезков листа. Средняя толщина шва по окружности, замеренная во многих местах, составляла 5 мм. На срезах соединения листа горизонтального кольца и наклонного листа слива обнаружены дефекты сборки и сварки — недостаточная толщина швов и отсутствие проплавления (рис. 4.23). Расчеты показали, что напряжения в шве достигали значения $\sigma = 2600 \text{ кг/см}^2$.

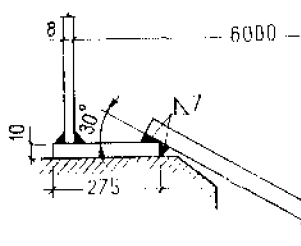


Рис. 4.21. Узел прикрепления нижней части резервуара (по проекту) [3]



Рис. 4.23. Срезы элементов соединения после разрыва [3]
а — горизонтальная часть; б — скошенная часть

Анализ результатов обследований, а также тот факт, что разрушение произошло после года эксплуатации, позволяют предположить, что имелось влияние каких-то дополнительных факторов, вызвавших усталостное разрушение соединения. Для выяснения этого вопроса в рядом стоящем резервуаре были сделаны тензометрические измерения и определены напряжения, возникающие в соединении во время продувки шелока сжатым воздухом (такая операция эксплуатацией предусматривалась), а также при работе насосов. Однако влияние этих процессов оказалось незначительным; увеличение динамической составляющей напряжений оказалось порядка $50 \div \pm 100 \text{ кг/см}^2$. Значительно большие напряжения получились при выявлении влияния неплотного опирания горизонтального стального кольца на железобетонное. Оказалось, что швы, соединяющие оболочки слива с горизонтальным кольцом, подвергались изгибу. Принимая, что под воздействием силы тяжести налитой в резервуар жидкости края соединения опускались на 2 мм, получим относительную деформацию крайних волокон шва:

$$\epsilon = 0,0018$$

и дополнительное напряжение, возникающее от изгиба шва:

$$\sigma = E \epsilon = 2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,0018 = 3800 \text{ кг/см}^2.$$

Отсюда вытекает, что при каждом наполнении емкости происходило превышение предела пластичности в шве на тех участках окружности, на которых горизонтальное кольцо емкости не прилегало к железобетонному. После многократного наполнения емкости произошло разрушение шва на самых перегруженных участках, а затем внезапное развитие трещины по всей окружности емкости.

Разрушенный резервуар убрали и отправили на слом, в то же время рядом стоящую конструкцию емкости усилили путем приварки в критическом соединении накладок, размещенных по всей окружности.



Рис. 4.22. Детали соединения листов горизонтального кольца и воронки при различном размещении кромок перед сваркой

Эта авария еще раз показала, насколько необходимо заранее предусматривать такой способ монтажа, который дает возможность надлежащим образом выполнять и контролировать все ответственные сварные соединения. Способ монтажа, примененный в приведенном примере, не давал возможности хорошо подогнать листы оболочки слива к горизонтальному кольцу. Получать необходимую разделку кромки под шов и проварить это соединение с хорошим качеством при таком конструктивном решении было в любом случае трудноосуществимо.

4.2. ОШИБКИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ, ПРИЧИНАМИ КОТОРЫХ ЯВЛЯЮТСЯ НЕПРАВИЛЬНАЯ ОРГАНИЗАЦИЯ РАБОТ И НЕДОСТАТОЧНЫЙ КОНТРОЛЬ

Изготовление стальных конструкций и их монтаж на строительной площадке выполняются в соответствии с рабочими чертежами, на основе которых устанавливается технология процесса изготовления. Подробные технологические карты по изготовлению элементов конструкции разрабатываются главным образом для нетиповых решений, которые отличаются от повседневно применяемых и требуют индивидуального подхода. Для обеспечения правильного и безопасного монтажа стальных конструкций разрабатываются подробные планы организации производства работ.

Ошибки в изготовлении конструкций допускаются обычно при несоблюдении инструкций или при отсутствии таковых. К тому же не всегда опыт технических работников, которые занимаются изготовлением конструкций, достаточен, чтобы они могли справиться со всеми возникающими проблемами и обеспечить высокое качество изготовляемых конструкций.

Пример 4.4

На заводе-изготовителе во время проведения работ при положительной температуре окружающей среды в верхнем поясе решетчатой балки образовалась трещина. Пояс имел открытое снизу коробчатое сечение, в котором верхний горизонтал был выполнен из универсального листа толщиной 10 мм. К нему швом встык была приварена узловая косынка, предназначенная для присоединения стержней связей (рис. 4.24). Концы стыкового шва, как и

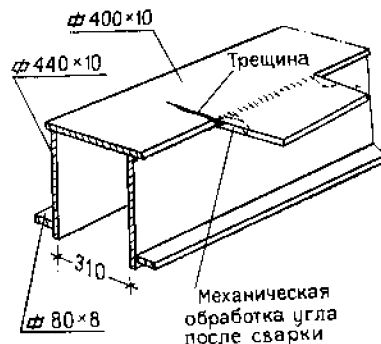


Рис. 4.24. Вид пояса с приваренной узловой косынкой

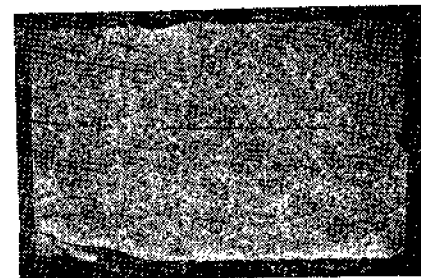


Рис. 4.25. Вид разлома горизонтального листа пояса

весь угол, должны были пройти механическую обработку, чтобы обеспечить плавный переход от узловой косынки к накладке пояса. Во время производства работ элемент пояса длиной около 10 м несколько раз перемещался краном на различные рабочие места.

Трещина, имеющая вид хрупкого разлома без следов пластических деформаций, перешла в основной материал. Начало трещины находилось в углу на конце стыкового шва. Верхний горизонтал пояса был выполнен из стали марки S13S спокойной. При изучении структуры материала на кромке трещины были обнаружены следы расслоения листа, а на краю горизонтала, выполненного из универсального листа, углубление, образовавшееся при прокатке листа без вертикальных роликов (рис. 4.25).

Причиной образования трещины в листе были, по-видимому, неоднородные изгибы пояса при транспортировании и кантовании при сварке.

В большом числе случаев ошибки изготовления конструкций допускаются вследствие недобросовестности работников, непосредственно отвечающих за качество работы. Особенно опасны внутренние дефекты швов, которые трудно обнаружить и качество которых в значительной степени зависит от квалификации и дисциплинированности сварщика.

Пример 4.5

Каркас производственного цеха пролетом 25 м был запроектирован из стальных рамных конструкций. Колонны и ригели рам были разработаны в виде сварных сплошных балок двутаврового сечения. Ригели под кровлю пролетом 25 м имели стенку сечением 1300×10 мм и два пояса — сечением 420×20 мм. Верхний пояс ригеля выполнен составным: его сечение изменялось до размеров 400×10 мм.

Во время монтажа стальных конструкций цеха, после частичного покрытия цеха кровлей и монтажа кранов выполнили сварку ригеля одной из рам. Верхний пояс ригеля был состыкован в месте изменения сечения торцевым швом толщиной 10 мм. В этом стыке пояса произошло разрушение шва, а затем трещина распространилась на основной материал стенки на всю ее высоту (рис. 4.26). Развитие трещины задержалось на нижнем поясе, при этом он сильно деформировался, и это предохранило конструкции цеха от более серьезной аварии. Разрушение ригеля произошло в зимнее время при температуре около -15°C .

При обследовании места повреждения в сварном стыке верхнего пояса было обнаружено отсутствие шва в среднем участке пояса на ширине около 60 мм (рис. 4.27). На этом участке была видна только тонкая полоска торца,

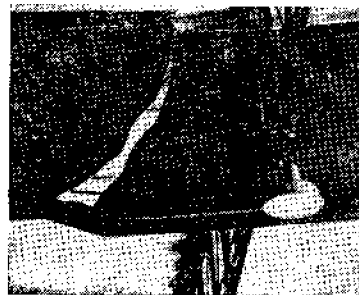


Рис. 4.26. Вид разрушенного ригеля кровли



Рис. 4.27. Вид дефектного торцевого шва в стыке верхнего пояса ригеля

образовавшаяся, видимо, вследствие неправильной разделки кромок плит в стыке.

Химический анализ стали показал содержание $C = 0,20\%$; $Mn = 0,40\%$ и следы других примесей. Испытания материала на прочность показали, что у листов стенки предел текучести $R_e = 23,6 \div 26 \text{ кг/мм}^2$ и предел прочности $R_m = 40,2 \div 42,1 \text{ кг/мм}^2$.

Эти данные соответствуют характеристикам стали марки St3SX.

Вследствие того, что при испытаниях на образцах «Менаже» получился большой разброс характеристик, трудно было установить температуру перехода материала в хрупкое состояние. Однако ориентировочно можно принять, что она близка к -10°C .

Испытания материала шва выявили, что твердость HB в переходной зоне шва изменяется от 120 до 180 кг/мм^2 , что указывает на низкие пластические свойства металла в этой зоне. Результаты проведенных испытаний показали, что сталь, примененная для изготовления конструкции, была склонна к старению.

Расчеты конструкций на прочность показали, что в момент аварии при существовавших нагрузках и с учетом ослабления на 15% сечения ригеля верхнего пояса напряжения оставались значительно меньшими, чем предел пластичности.

Причиной аварии следует считать дефектное изготовление стыка верхнего пояса ригеля, в котором отсутствовала часть сварного шва. Резкий разрыв шва в стыковом сечении вызвал концентрацию напряжений в этой зоне.

Второй причиной аварии явились низкие пластические свойства стали в конструкции при отрицательной температуре. Температура перехода стали в хрупкое состояние была близка к температуре окружающей среды в момент аварии.

Среди названных причин аварии, первой, т. е. дефектного исполнения сварного стыка, можно было избежать при добросовестной работе сварщика и соответствующем контроле качества подготовки кромок материала под сварку. Что касается второй причины, связанной с тем, что конструкции были изготовлены из кипящей стали, то необходимо заметить следующее. Для изготовления этого типа элементов конструкций, особенно из листов толщиной 10 мм, кипящая сталь может применяться. Однако высокая температура перехода материала в хрупкое состояние приводит к опасности образования хрупких трещин.

При разметке изготавливаемых конструкций допускаются неточности в соблюдении размеров и соосности соединений элементов, а также несоблюдение требуемой точности прилегания поверхностей в стыках. Случается такое совпадение этих ошибок, которое приводит к аварийному состоянию конструкций. Требования по точности изготовления конструкций регламентируются соответствующими инструкциями; дополнительные требования по точности изготовления указываются в рабочих чертежах. Отступления от проектной документации на конструкцию допускаются только с учетом условий работы элемента.

Пример 4.6

На промышленном предприятии были построены три стальные вытяжные трубы высотой 75 м. Нижняя часть трубы до отметки $+18$ м была выполнена конусной с изменением диаметра от 4,70 до 3,29 м. Выше этого уровня диаметр трубы оставался постоянным, величина его составляла 3,29 м, а толщина листов оболочки менялась от 14 до 19 мм. Отдельные участки трубы были соединены фланцами на болтах, причем фланцы размещались внутри трубы.

Две трубы внутри были футерованы кирпичом. Авария произошла с третьей нефутерованной трубой. Было замечено, что во время сильных ветров труба имеет очень большое отклонение от вертикали, а при колебаниях ствола заметны большие угловые перемещения во фланцевом стыке на отметке + 18 м. Замечены были также перемещения фундамента относительно основания. Появилась угроза опрокидывания трубы, что могло привести к катастрофе с тяжелыми последствиями, принимая во внимание близкое расположение различного оборудования.

При обследовании было обнаружено, что в этом фланцевом стыке произошел обрыв девяти болтов диаметром 52 мм (рис. 4.28). Оборванные болты размещались подряд по одной стороне фланца. Дальнейшее изучение стыка позволило обнаружить неплотное прилегание плоскостей фланцев на большей части окружности трубы. Ширина щели составляла $4 \div 7$ мм. Фланцы приняли овальную форму, а на оси оборванных болтов сдвиг фланцев относительно друг друга составлял около 9 мм.

Неплотное прилегание фланцев и их овальность, образовавшиеся в процессе изготовления участков трубы, не могли быть устранены во время монтажа. Эти неточности изготовления имели решающее значение при возникновении аварийной ситуации.

Болты, соединяющие фланцы, были рассчитаны на передачу изгибающего момента, возникающего от действия ветра. Вследствие неплотного прилегания фланцев и перемещения их относительно друг друга уменьшилось плечо действия усилий в болтах и эти усилия возросли на $40 \div 50\%$.

Перемещения во фланцевом стыке привели к тому, что некоторые болты располагались в отверстиях под углом (рис. 4.29). При наклонной установке болта в нем возникает изгибающий момент $M = Sl$, на восприятие которого нормальный болт не рассчитан и который вызывает в нем значительное увеличение напряжений.

Обрыв болтов произошел в месте перехода от стержня болта к его головке. Болты такого большого диаметра при их изготовлении не выковывались, а вытачивались из монолитной заготовки диаметром 100 мм. Отношение площади сечения первичной заготовки к площади сечения стержня болта составляло $78,5 \div 21,2$. В материале стержня болта обнаружили вкрапления с повышенным содержанием примесей, что подтвердили и металлографические испытания.

На срезе болта в месте обрыва видны плоскости усталостных разломов и значительное расслоение, идущее вдоль самых слабых мест структуры, имеющей значительную слоистость и крупные зерна (рис. 4.30). Ее вид соответствует структуре материала, не подвергавшегося термической обработке.

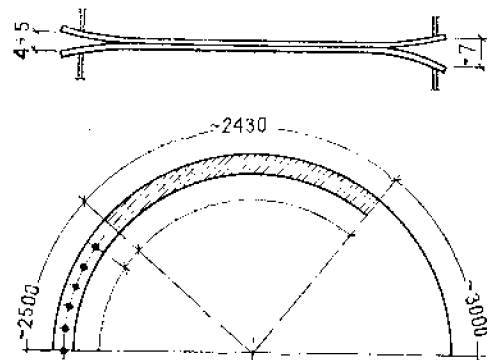


Рис. 4.28. Схема фланцевого стыка трубы на отметке +18 м

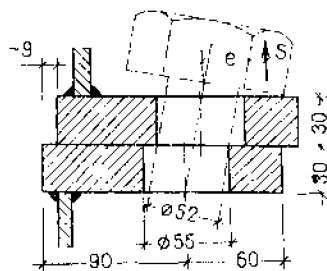


Рис. 4.29. Влияние колебаний трубы на посадку болтов

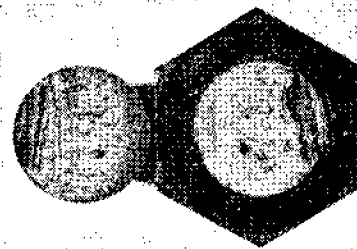


Рис. 4.30. Сечение болта по месту разрыва

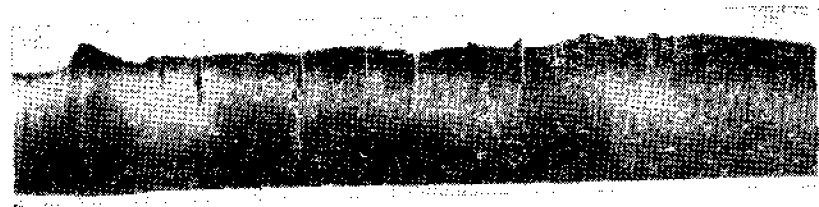


Рис. 4.31. Расслоение металла на продольном разрезе болта

Неоднородность материала особенно хорошо видна на продольном срезе при четырехкратном увеличении (рис. 4.31). Для изготовления болтов была применена сталь, химический состав которой приблизительно соответствовал стали марки 18G2.

Таким образом, аварийная ситуация возникла по ряду причин. Неточность изготовления фланцев, по-видимому, привела к перегрузке болтов уже во время их установки. Попытки подтянуть кромки фланцев друг к другу путем натяжения болтов могли привести к частичному отрыву стержня болта от головки. Дальнейшая перегрузка болтов произошла при колебаниях ствола под действием порывов ветра.

Изготовление болтов производилось не методом поковок, а из горячекатаных прутков, при этом головки болтов образовывались штамповкой. В этом случае болты больших диаметров, изготовленные из стали повышенной прочности, необходимо было подвергнуть дополнительной термической обработке, улучшающей структуру материала.

Можно было бы несколько улучшить условия работы фланцев, если бы во время монтажа устранить неплотности их прилегания, вставив прокладки из листа, а также просверлить овальные отверстия во фланцах и установить болты строго по вертикальной оси. Именно таким способом и был произведен ремонт соединения фланцевого стыка, кроме того, чтобы обеспечить прочность соединения во время проведения ремонта, к фланцам были приварены вертикальные ребра.

При проектировании конструкций покрытий обычно ищут решения с меньшим расходом стали. Подчас создаются очень легкие конструкции с исключительно малыми показателями, однако в большинстве случаев при этом не анализируется, насколько увеличилась трудоемкость изготовления таких конструкций.

Уменьшение расхода стали в легких конструкциях достигается путем максимального использования в них напряжений, применения эффективных тонкостенных профилей, труб и круглых стержней, допущения в элементах стержней большой гибкости. Конструкция, запроектированная таким образом, требует тщательного

изготовления, а в ряде случаев и значительно более жестких допускаемых отклонений. Следует иметь в виду, что элементы стержней легких конструкций более чувствительны к различным отклонениям и непредусмотренным эксцентриситетам. Если в конструктивных решениях узлов предусмотрены эксцентричные примыкания элементов, то необходимо учитывать возникающие при этом дополнительные напряжения.

Чтобы обеспечить таким конструкциям требуемую точность, их необходимо серийно изготавливать в заводских условиях с применением специальных приспособлений. Если конструкции такого типа изготавливаются в полевых условиях без надлежащей организации рабочего процесса, то неизбежны ошибки и повреждения конструкций, подобные тем, что описаны в примерах 4.2 и 4.7. Последний пример, в котором анализируются грубые ошибки изготовления, приведен потому, что решетчатые конструкции из круглых стальных тяжей часто изготавливают в импровизированных мастерских без надлежащей организации процесса производства и контроля работ. Описанные ошибки изготовления, к сожалению, явление не исключительное.

Пример 4.7

Для перекрытия цеха пролетом 18 м и длиной 108 м, разделенного интервалами на три участка, были применены решетчатые фермы, которые устанавливались через каждые 3 м. В плоскости кровли на каждом участке были предусмотрены горизонтальные решетчатые связи и распорки. Таким образом, каждый второй узел верхнего пояса ферм оказался соединенным с горизонтальными связями непрерывным стержнем из уголка 50 × 50 × 5 мм. По середине пролета ферм располагались вертикальные связи, выполненные из круглых стержней, которые вместе с горизонтальными связями обеспечивали статическую устойчивость каждого участка покрытия. По верхним поясам ферм были уложены железобетонные плиты (рис. 4.32).

Верхний пояс состоял из двух швеллеров высотой 80 мм, нижний пояс — из двух круглых стержней диаметром 26 мм, распоры — из круглых стержней диаметром 18 мм, а стойки — из 40 × 40 × 4 мм.

Транспортировать фермы предусматривалось двумя отдельными частями и в связи с этим были устроены монтажные стыки: в верхнем поясе швеллеры сваривались встык, в нижнем поясе (узел А) круглые стержни соединялись на накладном уголке [30].

Два участка цеха, разделенные интервалом, были полностью смонтированы вместе с плитами, кровлей, слоем утеплителя и покрытием из рубероида. Катастрофа произошла во время укладки плит кровли на четыре смонтированных фермы третьего участка цеха. Произошел разрыв стыка нижнего пояса, падающая ферма увлекла за собой другие фермы, соединенные с ней связями, и вся конструкция перекрытия третьего участка с плитами рухнула. Катастрофа не затронула первые два участка цеха, поскольку они были отделены интервалами.

Обследование ферм перекрытия показало исключительно низкое качество изготовления этих конструкций. Швы в соединениях были выполнены меньшей толщины, а стыковые накладки в нижнем поясе имели меньшую длину, чем было предусмотрено проектом. Кроме того, было обнаружено очень низкое качество всех швов, а окраска конструкций производилась без удаления шлака со швов и т. п.

Была изменена конструкция стыка стержней нижнего пояса, причем стыковая накладка была выполнена из листа длиной всего 60 мм (рис. 4.32, б, узел В). Разрыв нижнего пояса произошел в таком измененном стыке. В этом

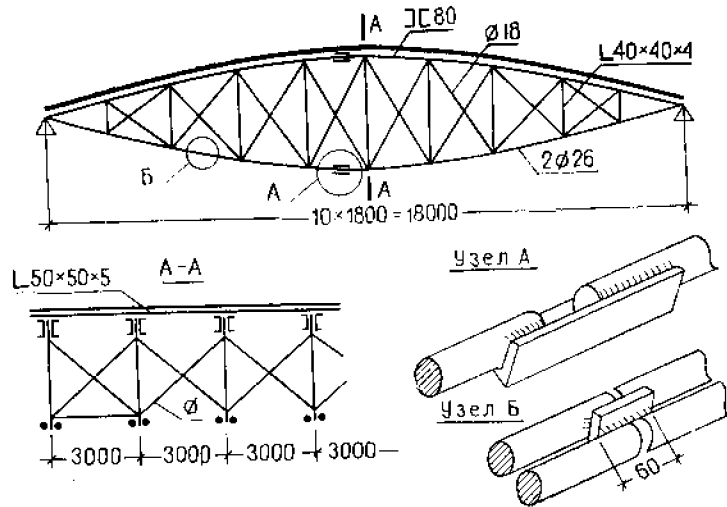


Рис. 4.32. Схема конструкции покрытия цеха

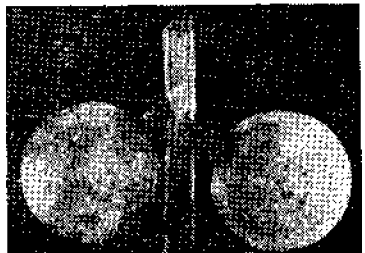


Рис. 4.33. Поперечный срез стыка стержней нижнего пояса на листовом накладе, выполненном на заводе

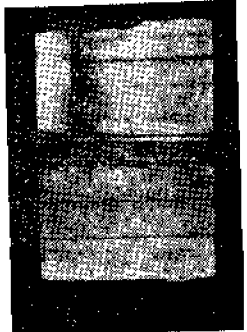


Рис. 4.35. Вид излома стыка стержня нижнего пояса на накладном уголке

Рис. 4.34. Продольный срез стыка стержней нижнего пояса на листовом накладе

стыке концы стержней диаметром 26 мм были приварены к стыковой накладке небольшими по длине угловыми швами, совершенно недостаточными для передачи усилий, возникающих в стержнях. Площадь сечения стыковой накладки также была недостаточной. На рис. 4.33 видна значительная разница между площадью сечения стержней пояса и площадью сечения стыковой накладки. Кроме того, был использован несоответствующий материал, на продольном срезе видна значительная концентрация вкраплений примесей в металле (рис. 4.34).

Стыки на накладках из уголков также были выполнены швами недостаточной толщины; применили более короткие, чем это предусматривалось проектом, стыковые уголки. Обследование такого стыка показало, что стержень был приварен только тонким швом без снятия фаски (рис. 4.35), как предусмотрено в проекте.

При обследовании смонтированных конструкций на первых двух участках цеха было обнаружено много ферм с аналогичными дефектами изготовления, что создавало серьезную угрозу обрушения всего здания. Катастрофа здания во время эксплуатации имела бы очень серьезные последствия. Так как ремонт конструкций обрушенных ферм был невозможен, пришлось демонтировать кровельное покрытие и все конструкции.

При изучении процесса изготовления ферм на производстве обнаружилось следующее:

измененные конструкции стыков нижних поясов ферм были применены без согласования с проектировщиками;

для изготовления конструкций применялись материалы из стали неопределенного качества;

сварочные работы выполнялись сварщиками, не сдавшими экзамен;

в процессе изготовления конструкций не осуществлялся технический контроль, не проводилось также приемки конструкций ни при изготовлении ни при монтаже на строительной площадке.

Таким образом, низкое качество изготовления явилось следствием порочной организации производства и отсутствием технического надзора. Ошибки изготовления можно обнаружить при приемке конструкций и окончательном контроле продукции, но, как правило, не все обнаруженные дефекты можно устранить, поэтому не всегда такой контроль способствует повышению качества изготовления. Необходимо также технологическая дисциплина и постоянный контроль в течение всего производственного процесса. В частности, в приведенном случае с фермами должны были строго соблюдаться технические условия на изготовление конструкций с применением гибких стержней; необходимо было также ужесточить нормативные отклонения и требовать, чтобы при изготовлении соблюдалась более строго прямолинейность стержней. Кроме того, для изготовления несущих сварных стальных конструкций необходимо применять стали определенного качества и соответствующих марок. И чтобы исключить возможность ошибок, необходимо строго проверять сертификаты применяемой стали, особенно стали круглого сечения, которая изготавливается различных марок для арматурных прутьев, в том числе и из несвариваемых сталей.

В объемных сварных листовых конструкциях всегда существует опасность деформации листов под влиянием напряжений, возникающих в области сварных швов. Продольное коробление по оси сварного шва влечет за собой появление волнистости и выпучивания листов. Повреждения этого типа могут возникать в резервуарах большой емкости, приводя к серьезным авариям.

Пример 4.8

Конструкция мокрого газгольдера максимальным объемом 15 000 м³ и диаметром 30,30 м состоит из нижнего резервуара, наполненного водой, двух телескопических частей и колокола. Днище резервуара было выполнено цельносварным из листов толщиной 7 мм в средней части и толщиной 10 мм

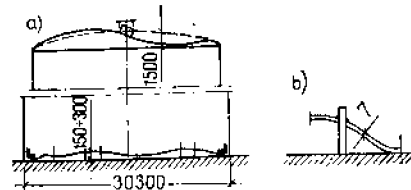
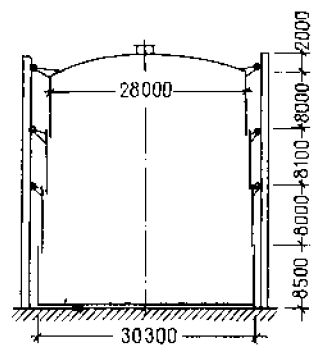


Рис. 4.37. Остаточные деформации резервуара
а — купол и дно; б — деталь дна

Рис. 4.36. Схема конструкции газгольдера

по краям. Вертикальная стенка резервуара была выполнена из листов толщиной от 14 до 7 мм, соединенных заклепками. Телескопические части и оболочка колокола были сварены из листов толщиной 3,5 мм (рис. 4.36).

После окончания монтажных работ во время наполнения резервуара водой обнаружилось, что днище негерметично. Тогда было принято решение слить воду из резервуара. Так как люк-лаз в колоколе был плотно закрыт, то при сливе воды в газгольдере образовался вакуум недопустимой величины, что привело к потере устойчивости конструкции и образованию значительных остаточных деформаций (рис. 4.37).

После полного слива воды оказалось, что днище резервуара было изготовлено не плоским, а волнистой формы. Некоторые «хлопуны» с высотой гребня до 300 мм были подперты отрезками металлических стержней, вставленных в отверстия, которые были просверлены в вершинах «хлопунов», опертых на основание и обваренных по контуру этих отверстий (рис. 4.37, б). Этот факт послужил непосредственной причиной аварии. Давление налитой в резервуар воды вызвало деформацию волнистого днища, вследствие чего сварка вокруг отверстий разрушилась, что привело к разгерметизации емкости и вытеканию воды.

По-видимому, повреждение оболочки колокола было явлением вторичным и связь между повреждением днища и колокола скорее всего случайна.

Волнистая форма днища резервуара явилась следствием чрезмерных сварочных деформаций, которые появились из-за нетехнологичного конструктивного решения, а также несоблюдения правил ведения сварочных работ. Примененная в проекте раскладка листов дна «в елочку», имевшая целью взаимное чередование поперечных и продольных стыков листов, характеризуется большим числом швов встык и поэтому сложна для выполнения (рис. 4.38, а). Для конструкций такого типа, имеющих низкие напряжения, более выгодна раскладка листов параллельными поясами, соединенными внахлест на угловых швах, при этом поперечные стыки поясов соединяются на стыковых швах (рис. 4.38, б). Такая раскладка позволяет легко подогнать кромки листов и обеспечивает равномерное распределение сварочных напряжений при незначительных деформациях днища. При раскладке листов в соответствии с проектом также существовала возможность применения упорядоченной очередности сварки, которая способствовала бы уменьшению деформаций.

При появившихся деформациях днища резервуара значительно более эффективным способом исправления было бы сверление отверстий в вершинах «хлопунов» и заполнение пространства под листами днища цементным раствором.

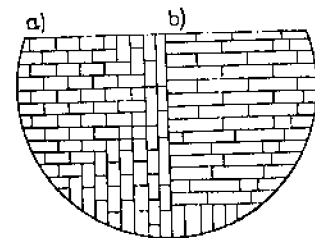


Рис. 4.38. Схема расположения листов днища

а — примененное решение; б — вариант более рационального размещения листов

В технической литературе описано много случаев аварий емкостей большого объема [99]. Из анализа многочисленных примеров можно заключить, что аварии происходят в основном из-за неправильной технологии сварочных работ. Чаще всего трещины образуются в узле соединения вертикальной оболочки с днищем, и потом хрупкое разрушение распространяется на значительные площади, особенно в случаях, когда оболочка изготовлена из кипящей стали*.

Глава 5

АВАРИИ, ПРОИСШЕДШИЕ ИЗ-ЗА ПОТЕРИ УСТОЙЧИВОСТИ КОНСТРУКЦИЙ В ПРОЦЕССЕ МОНТАЖА

Случаи потери устойчивости основных элементов конструкции во время монтажа приводят к наибольшим разрушениям и обычно заканчиваются катастрофой всей конструкции или значительной ее части. Опуская случаи разрушений, происходящих от стихийных бедствий, которые иногда происходят в момент монтажа конструкций, можно считать, что остальные случаи аварий происходят либо вследствие неправильного конструктивного решения, либо из-за ошибок при монтаже.

В некоторых случаях обе причины одновременно играют значительную роль.

5.1. ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ ИЗ-ЗА НЕПРАВИЛЬНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ

Каждую конструктивную систему в соответствии с нормативными требованиями следует проверять на устойчивость во время нормальной эксплуатации, а также во время монтажа и строительства, надстройки и демонтажа. Наиболее часто в проектных решениях встречаются следующие ошибки, приводящие к потере устойчивости:

недостаточное раскрепление конструкций, состоящих из стержней, соединенных шарнирно;

недостаточная жесткость опор и конструкций.

В случае потери устойчивости элемента область распространения аварии в многопролетных сооружениях с последовательным соединением элементов обычно очень велика. При проектировании таких конструкций следует предусматривать соответствующие интервалы или жесткие звенья (см. п. 3.4 и примеры 5.2, 5.7).

* Вопросы проектирования, изготовления, монтажа и ремонта металлических конструкций газгольдеров изложены в работе [138].

5.1.1. Недостаточное раскрепление конструкций

В стальных конструкциях, особенно стержневых, связи играют основную роль в обеспечении геометрической неизменяемости системы каркаса. На основе многолетнего опыта составлены соответствующие инструкции, в которых указывается, как часто надо располагать горизонтальные и вертикальные продольные связи в покрытиях, а также вертикальные связи между колоннами каркаса здания.

Больше всего неудач приносит желание проектировщика уменьшить расход стали путем использования несущих элементов кровли в качестве связей. Несущий элемент кровли, выполненный из стального волнистого листа, если соблюдены соответствующие условия, касающиеся крепления листов, может с успехом выполнять функции связей между такими элементами покрытия, как стропила и легкие фермы. Волнистый лист, соответственно закрепленный, может также эффективно обеспечить устойчивость двутавров меньше № 220. Нежелательно исключение стальных связей в покрытиях с несущим элементом кровли, выполненным из сборных бетонных плит, что дает незначительную экономию стали. Сборные железобетонные плиты не обеспечивают необходимого раскрепления каркаса во время монтажных работ.

Пример 5.1

В проекте пятипролетного промышленного цеха для несущего каркаса была принята статически определяемая схема, причем самый высокий пролет $B-C$ обеспечивал устойчивость конструкции соседних пролетов (рис. 5.1). Проект производства работ предусматривал, что первоначально будет сооружен именно этот пролет. Однако при монтаже из-за изменения очередности доставки конструкций начали возводить пролет $D-E$. Шаг колонны каркаса составлял 15 м, а расстояние между фермами — 5 м. Колонны, поддерживающие фермы, не были раскреплены связями по продольным осям пролетов [9].

Катастрофа произошла во время монтажа конструкций, причем к этому моменту были смонтированы конструкции пролета $D-E$ вместе с плитами покрытия, за исключением фонарей и крайних плит вдоль рядов колонн D и E . В пролете $C-D$ было смонтировано пять ферм, причем один участок между фермами был покрыт плитами. Плиты уложили свободно, без замоноличивания проемжуртов между ними. Между осями B и C было установлено несколько колонн и подкрановых балок.

В результате катастрофы обрушились шесть ферм в пролете $D-E$, пять ферм в пролете $C-D$, а также пять колонн, соединенных между собой подкрановыми балками по ряду C .

Чтобы уяснить причину аварии, рассмотрим схему расстановки связей в конструкциях покрытия и способы обеспечения устойчивости ферм в процессе монтажа [31].

В уровне нижних поясов ферм между опорным и первым узлом были устроены продольные горизонтальные решетчатые связи, предназначенные для передачи горизонтальных сил, возникающих, например, от ветра, на продольную стену. Связи нижнего пояса фермы не обеспечивали устойчивости ее верхнего пояса и не исключали возможности отклонения фермы от вертикальной плоскости.

Вертикальные связи между фермами в конструкции покрытия предусмотрены не были. Верхние пояса ферм раскреплялись железобетонными плитами покрытия и соединялись с ними штырями диаметром 16 мм, приваренными к верхней полке плиты (рис. 5.2). Считалось, что после замоноличивания бе-

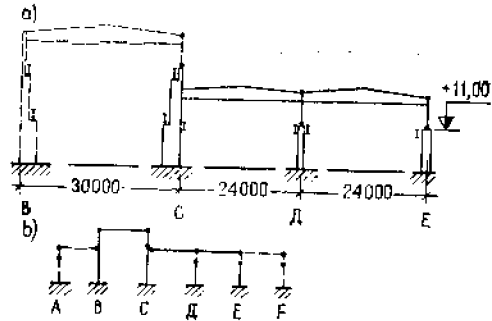


Рис. 5.1. Схема конструкции цеха
а — поперечное сечение конструкции; б — статическая схема

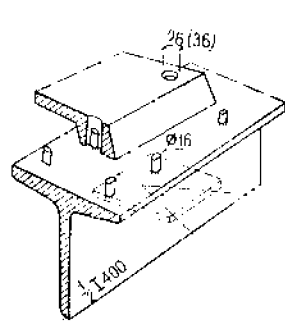


Рис. 5.2. Опирање плит кровли на верхний пояс фермы

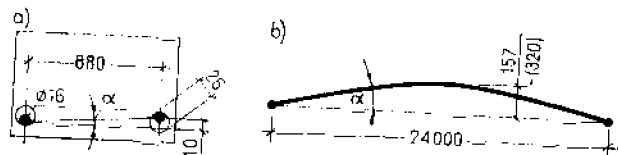


Рис. 5.3. Перемещение кровельной плиты вследствие зазоров в отверстиях (а) и выпучивание верхнего пояса фермы в плане (б)

тоном гнезд в плите, а также щелей в стыках плоскость, образованная железобетонными плитами в виде жесткого диска, заменит горизонтальные связи и прогоны. В соответствии с указаниями проекта в процессе монтажа между соседними фермами предусматривалось устанавливать разборные связи. Стержни связей должны были крепиться фасонками, которые надевались на штыри, приготовленные для железобетонных плит покрытия. По мере укладки плит связи следовало снимать и устанавливать на следующем участке между фермами.

Планируемый способ обеспечения устойчивости конструкции во время монтажа не достиг своей цели. Решетчатая связь, в которой поочередно удаляли стержни, переставала быть раскрепляющим элементом. После разборки связей оставались только плиты покрытия, уложенные на штыри, поэтому руководители монтажных работ отказались от применения разборных монтажных связей.

Плиты, свободно уложенные по верхним поясам ферм, не обеспечивали жесткости покрытия. Отверстия в плитах под штыри должны были иметь диаметр 26 мм, в действительности же этот диаметр достигал 36 мм. Верхний пояс фермы мог выгибаться, а ферма отклоняться от вертикали почти на 320 мм, насколько позволяла разница между диаметром штыря и диаметром отверстия в плите (рис. 5.3).

При проектных размерах ферм, нагруженных плитами, центр тяжести покрытия располагался на 87 см выше опор фермы. При выгибании верхнего пояса и отклонении фермы от вертикальной плоскости возник скручивающий момент, который мог бы воспринять только четыре болта, соединяющие ферму с опорной стойкой. Анализ деформаций этих болтов (в которых от натяжения образовались остаточные деформации и даже сформировалась шейка) показал, что перемещения ферм и величина скручивающего момента возрастали постепенно.

Примерно за десять дней до катастрофы было замечено, что смонтированные конструкции ферм в пролете Д—Е отклонены от вертикальной плоскости. Так как в продольном направлении между колоннами, поддерживающими ферму, не было предусмотрено связей, в этом месте установили импро-

визированные деревянные раскосы, благодаря чему в пролете Д—Е разрушения произошли только на первых участках, связанных с конструкциями пролета С—Д.

Одновременно с обрушением конструкции покрытия были опрокинуты пять колонн в ряде С, которые соединялись между собой подкрановыми балками. Колонны были увлечены падающими конструкциями покрытия, а после обрушения оказались на этих конструкциях. Колонны были запроектированы с жестким закреплением в фундаментах. Закладные детали колонн в виде полос сечением 400×20 мм были замоноличены в фундаментах и после установки колонны приваривались к ее башмаку. Во время монтажа подкрановых балок и ферм покрытия обнаружилась необходимость дополнительной регулировки положения установленных колонн для правильного размещения всех элементов каркаса. Некоторая передвижка колонн потребовалась также при монтаже блоков, состоящих из двух покрывных балок, так как не было никаких промежуточных элементов, которые позволили бы компенсировать отклонения, допущенные при изготовлении конструкций. В связи с этим возникла необходимость срезать швы, соединяющие башмаки колонны с забетонированными закладными деталями, поэтому монтаж вели на незакрепленных колоннах. Во время аварии масса падающего с высоты 17 м покрытия опрокинула первую колонну, а затем и следующие.

Приведенный пример серьезной аварии показывает, какое большое значение имеют связи и другие элементы, обеспечивающие устойчивость конструкций на всех этапах монтажа. Применяя железобетонные плиты для покрытий больших размеров и одновременно отказываясь от прогонов и горизонтальных связей, считают, что устойчивость конструкции будет обеспечиваться жестким диском, образованным несущими элементами кровли. Однако когда отсутствуют горизонтальные и вертикальные связи между фермами, длина изгиба верхних поясов ферм из плоскости решетки резко увеличивается. Применяя для покрытия железобетонные плиты, которые должны выполнять функцию связей, следует с момента установки предусматривать их жесткое соединение с верхним поясом фермы, например путем приварки закладных деталей в виде плашек, замоноличенных в плитах. Однако такое решение неэкономично из-за повышенной трудоемкости и усложнения монтажных работ.

Описанная авария, последствия которой были очень серьезны, вызвала дискуссии относительно ее причин, в определенной мере связанных с ошибками проектирования и изготовления стальных конструкций [8]. Она показала, как важен анализ работы несущих элементов кровли, рассматриваемых как жесткий диск, заменяющий в покрытии решетчатые связи. Такое решение требует применения конструктивных решений, обеспечивающих жесткость плоскости, образованной несущими элементами кровли, на всех этапах монтажа, в том числе и когда плиты еще не окончательно соединены с конструкциями и между собой.

Иногда в проектных решениях поперечная устойчивость конструкций многопролетных цехов обеспечивается жесткими системами, которые размещены в одной какой-либо части поперечного сечения цеха. Таким решением заранее определяется очердность монтажа конструкций. В первую очередь следует монтировать элементы, обеспечивающие устойчивость конструкции, и только затем элементы, устойчивость которых обеспечивается другой, ранее смонтированной частью конструкции. Если возникает потребность изменить порядок проведения монтажа конструкции, то необходимо тщательно разработать способы обеспечения устойчивости ее частей от момента начала до окончания монтажа, а также устойчивость сооружения в целом.

Рихтовка колонн в процессе монтажа конструкций — работа важная и трудоемкая. В зависимости от принимаемых конструктивных решений необходимые пределы регулировки положения колонн могут быть различны. В случае тщательного выполнения фундаментов и точной установки опорных башмаков колонн можно избежать трудоемких работ по передвижке, разворачиванию и подклиниванию башмаков. Соответственно и с учетом

отклонений, допущенных при заводском изготовлении, должны быть решены соединения других монтируемых элементов конструкции. Недопустимы такие конструктивные решения элементов и соединений, которые для монтажа подкрановых балок или элементов покрытия требуют выполнения каких-либо манипуляций с колонной, уже установленной и закрепленной на фундаменте.

Пример 4.2

Во время строительства произошло обрушение конструкций производственного четырехпролетного цеха площадью 72×132 м. По длине цех был разделен интервалом на две части длиной 60 и 72 м. Высота до низа конструкций покрытия составляла 5,40 м. Колонны цеха размещались с шагом 6 м и были выполнены из сборного железобетона. На них как свободноопертые балки устанавливались стальные фермы с параллельными поясами пролетом 18 м. К фермам прикреплялись с 3-м шагом шедовые рамы, выполненные из двутавров, которые имели вид колена, состоящего из двух наклонных плечей и горизонтальной части. Верхний угол рамы опирался на верхний пояс фермы таким образом, что одно наклонное плечо рамы, поддерживающее элементы остекления, находилось по ту сторону фермы в соседнем пролете, другое же плечо, служащее для опирания плит покрытия, прикреплялось горизонтальной частью к нижнему поясу противоположной фермы (рис. 5.4). Так как каждая рама своим наклонным плечом, поддерживающим элементы остекления, прикреплялась к соседней раме, то получалась непрерывная система ломаного профиля. На шедовые рамы опирались сборные элементы покрытия: типовые плиты коробчатого сечения, оконные элементы остекления и карнизы.

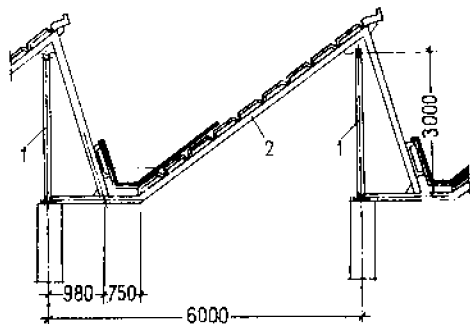


Рис. 5.4. Фрагмент сечения шедовой кровли

1 — ферма; 2 — шедовая рама

рившая система ломаного профиля. На шедовые рамы опирались сборные элементы покрытия: типовые плиты коробчатого сечения, оконные элементы остекления и карнизы.

Конструкция покрытия не имела горизонтальных связей, их роль должны были выполнять железобетонные плиты покрытия. Роль же продольных связей, кроме жестко скрепленных колонн, должны были выполнять крайние ряды шедовых рам, которые были соединены с железобетонными ригелями, расположенными между колоннами.

В момент аварии монтаж цеха не был завершен. Одна часть здания, отделенная интервалом, была смонтирована почти полностью, кроме отдельных участков в торце. В другой части отдельные пролеты и звенья находились на различных стадиях монтажа (рис. 5.5 и 5.6).

Авария произошла в зимнее время ночью при температуре 0°C без какого-либо заметного внешнего воздействия. Снеговая нагрузка на кровлю, определенная расчетом, составила 20 кг/м^2 при толщине снегового покрова $5 \div 10$ см.

Вначале полностью обрушилась смонтированная часть цеха, а затем несколько позже другие участки. Судя по расположению элементов в обрушенном завале, можно сделать вывод, что началом аварии послужило разрушение фермы в одном торце цеха, после чего авария распространилась как цепная реакция, захватывая поочередно связанные между собой элементы конструкций по всей ширине строения вплоть до интервала. Соседние пролеты, также связанные между собой, разрушились таким же образом. Распространение разрушения в этом направлении объясняется тем, что фермы соседних пролетов были соединены общими конструктивными элементами, а на стыке между

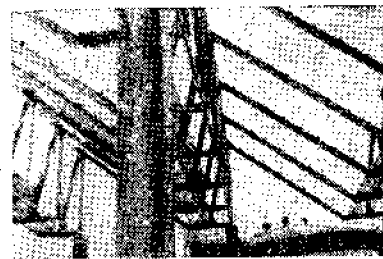


Рис. 5.5. Средние пролеты кровли в период укладки плит (заметны деформации ферм)



Рис. 5.6. Участки средних пролетов кровли, покрытые плитами

пролетами была установлена шедовая рама, выполняющая роль общего прогона (рис. 5.7).

Из-за значительных разрушений восстановить конструкцию не удалось и цех был построен заново. Анализ аварии показал, что она возникла по ряду причин, вызванных ошибками в проекте и некачественным изготовлением. Поверочный расчет показал, что напряжения в некоторых элементах значительно превышали допустимую величину в связи с тем, что принятые в проекте расчетные нагрузки от веса элементов покрытия были занижены, а расчетные схемы неточны. Это особенно касается стоек в торцевых фермах, потеря устойчивости которых могла стать причиной аварии. Другим существенным недостатком проекта было отсутствие связей, обеспечивающих геометрическую неизменяемость конструкции во время монтажа. Соединение крайних шедовых рам с железобетонными ригелями не было достаточно эффективным и не могло предотвратить перемещения средних участков вследствие значительной растяжимости цепи шедовых рам. В связи с этим при укладке плит на отдельных участках происходили значительные перемещения и изгиб поясов ферм, что, разумеется, приводило к дальнейшему росту напряжений в элементах конструкций.

Изготовленные на заводе стальные конструкции, в частности шедовые рамы, имели низкое качество. Кроме того, были обнаружены значительные дефекты в сварных соединениях. Небрежное изготовление конструкций привело к большому количеству переделок в трудных условиях строительной площадки. Монтаж осуществлялся неточно, с нарушениями нормативных требований, в ряде случаев это было вызвано погрешностями изготовления, а также возникающими по мере укладки элементов покрытия перемещениями нераскрепленных несущих элементов, неточностью изготовления этих элементов и небрежностью выполнения стыков.

Описанная авария позволяет сделать следующие выводы. Шедовые конструкции покрытий требуют четкого и эффективного размещения связей. Обычно горизонтальные связи устанавливаются на каждом участке шедовой кровли, что особенно важно для покрытий тяжелого типа с применением железобетонных плит,



Рис. 5.7. Общий вид обрушившейся конструкции

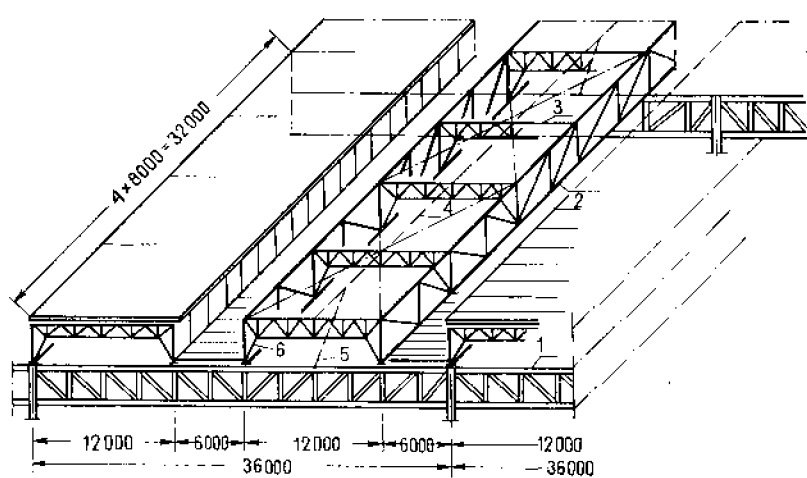


Рис. 5.8. Схема каркаса покрытия цеха

которые во время монтажа только нагружают конструкцию и лишь после окончательного выполнения соединений и стыков образуют жесткий диск. Нежелательно также применять для монтажа элементы ломаной конфигурации, опирающиеся в нескольких точках, так как это создает трудности при подгонке стыков.

Для предотвращения широкого распространения аварии при проектировании конструкций такого типа рекомендуется применять соответствующие решения с опорными звеньями или дополнительными интервалами в конструкции (см. п. 3.4).

Разумеется, заводское изготовление и монтаж таких важных объектов должны поручаться соответственно подготовленным заводам-изготовителям и монтажной организации, обладающей большим опытом в проведении работ такого типа.

Пример 5.3

Каркас промышленного цеха был запроектирован с сеткой колонн 32×36 м. Поперек цеха пролетом 36 м были установлены решетчатые фермы 1, на них продольные неразрезные решетчатые подфрандрные балки 2 пролетом 32 м, в вертикальной плоскости которых размещались окна (рис. 5.8).



Рис. 5.9. Вид конструкций покрытия цеха после аварии

Подфрандрные балки попарно соединялись легкими решетчатыми фермами 3 в вертикальной плоскости. Покрытие с легкой кровлей размещалось попеременно в плоскостях то верхних, то нижних поясов балок 2. По центру легких ферм 3 проходили продольные балки 4, которые снизу подпирались от каждой из балок 1 наклонными подкосами 5. В плоскости верхних поясов балок 2 были устроены решетчатые связи, в плоскости нижних поясов связи не были предусмотрены. Для обеспечения поперечной устойчивости под-

франдрных балок 2 служили решетчатые рамы, образованные очень гибкими стержнями 6 и фермами 3 [83].

Как видно из представленной схемы несущего каркаса покрытия, общая устойчивость балок 2 не была достаточно обеспечена: не были раскреплены из плоскости верхние и нижние пояса в зонах сжатия; отсутствовали конструктивные элементы, которые воспринимали бы усилия, возникающие в горизонтальной плоскости. Перед катастрофой при ветре на стену фанера наблюдалась выгибание стержней 6 и деформация горизонтальной связи в фанере. Дальнейшая деформация этих элементов привела к потере устойчивости балок 2, которые обрушившись, увлекли за собой также балки 1, что привело к полному разрушению конструкции покрытия (рис. 5.9).

5.1.2. Недостаточная жесткость опор и рамных конструкций

Пример 5.4

При монтаже конструкций моста использовали временные опоры в виде монтажной клетки из прокатных двутавров (рис. 5.10). Монтажная клетка состояла из плиты 1 толщиной 146 мм, которая передавала усилие на четыре широкополочные двутавра, расположенные поперек продольной оси моста.

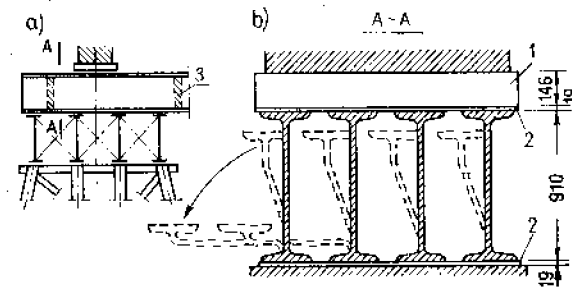


Рис. 5.10. Монтажная клетка для временной опоры

a — схема опирания; b — разрез верхней части монтажной клетки и положение ее после аварии

Эти верхние двутавры в свою очередь лежали на нижних балках, которые опирались на сваи. Между верхней опорной плитой и двутаврами были устроены прокладки 2 из деревянной фанеры толщиной 19 мм. Верхние двутавры, не имевшие ни ребер жесткости, ни стальных объединяющих диафрагм, были соединены между собой только вкладышами-распорками 3, выполненными из деревянных обрешечек [33].

Авария произошла вследствие потери устойчивости стенок верхних двутавров, что привело к падению и разрушению монтируемой конструкции.

Нижние полки этих двутавров, прижатые силами сжатия, остались в горизонтальном положении, а верхние — сдвинулись параллельно самим себе (рис. 5.10, б). Деревянные распорки 3 не препятствовали сдвигу и разрушению двутавров, что объясняется различными упругими свойствами стали и дерева и неизбежными зазорами в местах сопряжения деревянных распорок с двутаврами.

Расчеты показали, что в момент аварии в стенках двутавров возникли напряжения порядка 1210 кг/см^2 . Для нагрузок, действующих во время монтажа конструкций, допускаются увеличенные на 30% напряжения; сравнительно же полученные расчетные значения, заметим, что они почти на 50% превышают напряжения, допускаемые нормами Канады. Рассматривая стенку как сжатый стержень с жестко заделанными концами, получим расчетное критическое напряжение изгиба, равное 2860 кг/см^2 . Это теоретическое значение превышает предел текучести материала, составляющий 2400 кг/см^2 . При испытании двутавров на сжатие были получены следующие значения критических напряже-

ний потери устойчивости стенок: на участках без деревянных распорок $\sigma = 1250 \text{ кг/см}^2$, с деревянными распорками $\sigma = 1290 \text{ кг/см}^2$.

Обследованием были установлены существенные отклонения размеров использованных прокатных двутавров. Например, стенки двутавров зачастую не располагались по центру, а были смещены до 5 мм по отношению к полкам; плоскости полок не были параллельными; стенки имели начальный прогиб со стрелой до 1 мм. Высота одного из двутавров по сравнению с остальными была меньше на 6 мм, что обусловило перегрузку соседних двутавров. Такие отклонения должны были оказывать влияние на снижение критических напряжений.

Деревянные прокладки применили, чтобы выровнять разницу в высоте двутавров на стыке их с плитой. Под действием нагрузки эти прокладки подверглись значительному обжатю (порядка 50%). Так как прогиб полок двутавров от изгиба был значительно меньше, чем деформация прокладок, полки восприняли нагрузку и работали на местный изгиб как консоли. По этой причине в материале полок напряжения превзошли предел пластичности, что привело к образованию остаточных деформаций. Таким образом, одна половина полки была перегружена, а другая недогружена. Разница в нагрузках на полки по отношению к оси стенки привела к повороту полки вокруг этой оси, что увеличило опасность вылучивания стенки. В этом случае влияние деревянных прокладок было даже неблагоприятным.

Причиной аварии явилось недостаточное раскрепление стенок двутавров от потери устойчивости. Напряжения сжатия в стенке были на уровне критических, заниженных из-за отклонений, допущенных при изготовлении прокатных двутавров, хотя эти отклонения и не превышали допускаемых величин. Кроме того, снижению критических напряжений способствовали податливость и смятие деревянных прокладок. При использовании только стальных прокладок не произошло бы дополнительного изгиба полок.

В соответствии с требованиями норм, действующих в ПНР, в балках, работающих на изгиб, в местах приложения сосредоточенных сил и на опорах следует устанавливать ребра жесткости. В настиле из двутавров следует устанавливать перемычки, что способствует сохранению состояния плоского изгиба балок и обеспечивает их равномерную работу.

При монтаже несущих конструкций моста в виде неразрезной многопролетной балки методом навесной сборки нагрузки на опорные элементы конструкции могут значительно превышать эксплуатационные, действующие на смонтированную конструкцию.

В коробчатых балках такими опорными элементами являются внутренние перемычки с различными узлами крепления, чаще всего рамные.

Пример 5.5

Во время монтажа многопролетного моста один из пролетов длиной 76 м соскользнул и упал с высоты 30 м. Катастрофа повлекла за собой человеческие жертвы. Конструкция моста представляла собой неразрезную балку коробчатого трапециевидного сечения высотой 6 м, шириной внизу 6,70 м и вверху 13 м.

Оба крайних пролетных строения монтировали и сваривали на подмостях; остальные — методом навесной сборки. Блоки конструкций собирали заранее и с помощью подъемного крана, передвигающегося по уже смонтированной части моста, устанавливали в проектное положение. Катастрофа произошла в то время, когда устанавливали последний блок над опорой; весь пролет наклонился и рухнул вместе с монтажным краном и людьми.

Причиной катастрофы послужило вылучивание стенки коробчатой балки в диафрагме жесткости на опоре, поддерживавшей пролет, монтируемый методом навесной сборки. Фактическая нагрузка, действующая на эту опору и на диафрагму, в момент катастрофы была почти вдвое выше, чем расчетное

усилие, а напряжение в сечении балки над опорой достигало предела прочности материала [36].

Основной причиной катастрофы был неучет действительных монтажных величин нагрузок, действующих на конструкцию при принятом методе монтажа.

5.2. ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ ИЗ-ЗА ОШИБОК ПРИ МОНТАЖЕ

Способ ведения монтажа должен обеспечивать устойчивость монтируемой конструкции и ее элементов на всех этапах монтажных работ. К наиболее часто допускаемым ошибкам монтажа относятся неправильная очередность монтажа, а также отсутствие опор и монтажных связей для элементов, которые в период монтажа не вполне устойчивы; неправильное выполнение монтажных соединений и неточная рихтовка элементов.

5.2.1. Неправильная очередность монтажа конструкций

При правильном порядке монтажа каждый монтируемый элемент присоединяется к полностью устойчивой системе. Даже точно запроектированная конструкция может подвергнуться аварии во время монтажа в случае его неправильной очередности. Проект организации работ по монтажу стальных конструкций должен разрабатываться одновременно с проектом конструкций и предусматривать устойчивость конструкции после завершения отдельных этапов сборки. Если из условий принятой очередности монтажа вытекает, что устойчивость отдельных элементов не может быть обеспечена на данном этапе работ, следует применять дополнительные монтажные связи. Это в особенности касается предварительно смонтированных колонн, устойчивость которых должна быть обеспечена до того момента, когда будут установлены конструкции покрытия. В поперечных сечениях многопролетных цехов, например, применяются иногда свободно стоящие колонны, неустойчивые до момента соединения их с конструкциями среднего устойчивого пролета.

Пример 5.6

Покрытие здания с кирпичными стенами размером в плане $31 \times 65 \text{ м}$ выполнили из стальных конструкций. Покрытие состояло из двенадцати ферм и шарнирно-соединенных прогонов, опирающихся на крайних участках на торцевые кирпичные стены. Между фермами на участках с прогонами без шарниров предусматривались решетчатые связи в плоскости верхних поясов ферм (рис. 5.11).

Решетчатая конструкция ферм была запроектирована из двух отдельных решетчатых балок, соединенных в нижней части стяжкой. Монтажный стык решетчатых балок был выполнен на узловой фасонке, а верхние пояса балок стыковались уголками, размещенными на внутренних сторонах уголков пояса (рис. 5.12). Монтаж конструкций покрытия проводился с подмостей, установленных внутри здания при помощи двух монтажных мачт. Так как торцевые стены не были выведены на достаточную высоту, прогоны в крайнем участке остались несмонтированными.

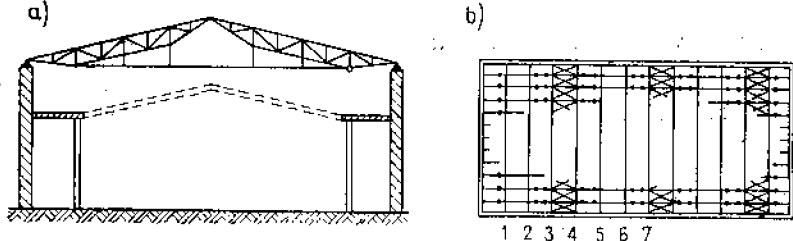


Рис. 5.11. Схема здания
 а — поперечный разрез; б — план конструкции покрытия (точками отмечены места шарнирных соединений в прогонах)

Во время монтажа критическим моментом является монтаж первой фермы. Одиночная ферма неустойчива, ее центр тяжести располагается высоко над опорами, вследствие чего ее необходимо временно раскреплять растяжками. После раскрепления первой фермы можно устанавливать вторую, которая затем соединяется с первой прогонами.

В данном случае вследствие того, что в каждом втором пролете между фермами располагались шарниры в прогонах, после установки двух ферм и их соединенная прогонами монтировать следующие прогоны с шарнирами можно было только по окончании монтажа следующих двух ферм.

После монтажа таким способом трех пар ферм и соединения их прогонами на опоры была поднята седьмая ферма. В этот момент произошла катастрофа. Ферма опрокинулась в сторону смонтированных ферм и вся конструкция рухнула на подмости. Под ними работали около 70 человек, и только благодаря тому, что подмости были прочными, а высота, с которой рухнула конструкция, — небольшой, человеческих жертв не было.

Непосредственной причиной катастрофы было опрокидывание фермы, которая не была достаточно раскреплена. Между седьмой фермой и предварительно смонтированными конструкциями покрытия не могли быть установлены прогоны с шарнирами. Обрушение же смонтированных ферм произошло вследствие того, что не были установлены горизонтальные связи в верхних поясах ферм и, кроме того, торцевая стена не была закончена и поэтому не было возможности закрепить прогоны на крайнем участке. В этих условиях даже небольшое горизонтальное усилие в плоскости верхнего пояса приводит к потере устойчивости конструкции, особенно, когда центр тяжести системы располагается выше уровня опор.

В фермах покрытия не были смонтированы также уголки — накладные монтажных стыков верхних поясов. Уголки верхнего пояса были соединены с узловой фасонкой только несколькими болтами, поэтому в середине пролета существовали почти идеальные шарниры, которые облегчили выгибание ферм из вертикальной плоскости. Обследование конструкций после аварии показало,

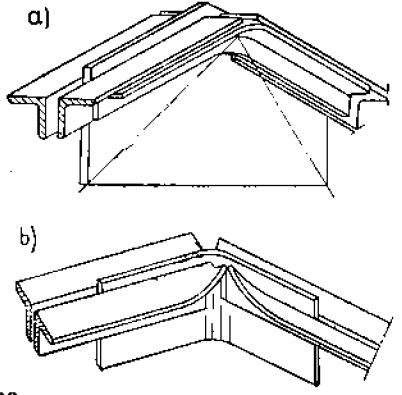


Рис. 5.12. Монтажный стык верхнего пояса фермы
 а — стык, предусмотренный проектом; б — деформированный после катастрофы стык без соединительных уголков

до, что полки уголков пояса в этом стыке были деформированы именно под действием такого изгиба (рис. 5.12, б). Гибкость верхнего пояса без горизонтальных связей равнялась 470.

Конструкции ферм были только деформированы, но прогоны полностью разрушились и не могли быть вновь использованы.

Пример 5.7

Многопролетный литейный цех с шедовой конструкцией покрытия строился в два этапа. В первую очередь был построен цех размерами в плане 120 × 96 м и высотой до низа конструкций покрытия 10,8 м (рис. 5.13). В поперечном сечении строение состояло из пяти пролетов (24 + 24 + 12 + 24 + 12 м) с расстоянием между колоннами в продольном направлении 12 м. На железобетонные колонны, закрепленные в фундаментах, опирались стальные решетчатые балки-фермы пролетом 24 или 12 м. Между фермами были наклонно уложены решетчатые прогоны. С одной стороны они опирались на верхний пояс фермы, с другой — были подвешены к нижнему поясу соседней фермы. В верхней части каждого шедового ската предусматривалась связь. Кроме того, по осям рядов колонн были запроектированы прогоны повышенной жесткости коробчатого сечения, которые вместе с жесткими раскосами образовали разновидность рамных продольных связей. На прогоны были уложены железобетонные плиты кровли пролетом 3 м, закладные детали которых приваривались к прогонам [67].

Конструкции первой очереди строительства были полностью смонтированы, и основные строительные работы закончены. Монтаж конструкций на этом этапе строительства вели в последовательности. После установки и замоноличивания в фундаментах сборных железобетонных колонн монтировали очередную ферму покрытия и раскрепляли ее расположенными над колоннами прогонами со сплошной стенкой. Затем монтировали средние прогоны, устанавливали связи и укладывали плиты покрытия на каждом очередном смонтированном шеде, кроме крайней полосы на стыке пролетов. Общее направление монтажа показано на рис. 5.14 (левая часть): монтировали сначала ферму, к нижнему поясу которой подвешивались прогоны, а затем ферму, на которую прогоны опирались сверху.

При второй очереди строительства было запроектировано удлинить все пролеты цеха на семь рядов по 12 м — всегда на 84 м, применяя аналогичные конструкции.

Принимая во внимание деформативность шедовой системы, между конструкциями первой и второй очереди строительства не было устроено интервала.

Для второй очереди строительства не был разработан проект производства монтажных работ, так как исполнители посчитали, что опыт, полученный при строительстве первой очереди, достаточен. Учитывая, что уже построенная часть цеха помешала бы работе подъемных кранов при установке последних звеньев, новой части, при строительстве второй очереди направление монтажа было выбрано от уже существующей части конструкции (рис. 5.14 — часть правая), т. е. обратное по сравнению с первой очередью. После монтажа нескольких очередных звеньев (рис. 5.15) во время перерыва в монтажных работах произошло обрушение двенадцати рядов в одном пролете и четырех рядов в соседнем пролете. Катастрофа началась от фермы, смонтированной последней, которая падая увлекла за собой прогоны предыдущего ряда; те в свою очередь падая увлекли за собой соседнюю ферму, вызвав дальнейшее цепное развитие процесса обрушения, которое распространилось на уже построенную часть цеха (рис. 5.16) до участка, где падающая конструкция покрытия легла на балки мостового крана (рис. 5.17).

Причиной аварии, несомненно, явилась потеря устойчивости последней смонтированной фермы покрытия. При выбранном направлении монтажа второй очереди строительства каждая ферма, смонтированная последней, находилась в крайне неблагоприятных условиях работы (рис. 5.14, 5.15). Она опиралась на оголовки колонн и прикреплялась только к ним; по длине всего пролета верхний пояс не был раскреплен в горизонтальной плоскости ни

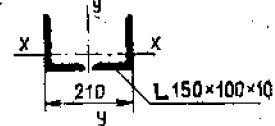
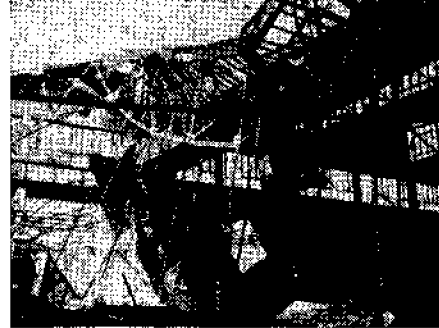
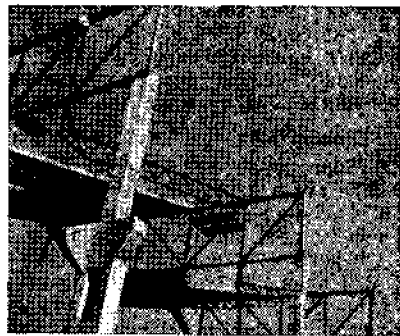


Рис. 5.18. Сечение верхнего пояса фермы

Рис. 5.17. Обрушившаяся конструкция покрытия, упавшая на мостовой кран [67]

Рис. 5.13. Внутренний вид цеха первой очереди строительства

Рис. 5.15. Фрагмент конструкций цеха, смонтированных во вторую очередь строительства (пролет шириной 12 м) [67]

опорные звенья и, кроме того, конструкцию покрытия усилили, уложив затяжки, соединяющие все узлы верхних поясов ферм друг с другом; для этого применили тросы шахтных подъемников, отработавшие свой ресурс.

Особой осторожности при проведении монтажных работ требуют конструктивные элементы, имеющие большую гибкость, например арки со сплошной стенкой. В окончательно смонтированной конструкции арки работают главным образом на сжатие и соответствующим образом раскрепляются от изгиба из плоскости. Во время монтажа при подъеме отдельные арки работают как изгибаемые балки с криволинейной осью и не имеют раскреплений, вследствие чего их гибкость многократно возрастает.

Пример 5.8

Был запроектирован цех, несущая конструкция которого представляла собой трехшарнирные арки пролетом 54 м, высотой до верхнего шарнира 32 м. Каждая арка состояла из двух половин, выполненных в виде балок двутаврового сечения со сплошной стенкой (рис. 5.19) из стали марки 18G2A. Вес полуарки составлял 21,9 т. Проектом предусматривалось раскрепление арок горизонтальными связями и прогонами, установленными с шагом 2,50 м так, что расчетная гибкость половинных арок составляла:

$$\lambda_x = 183; \lambda_y = 34.$$

Монтаж первой полуарки проводили без подробного анализа ее нагружения во время подъема. Полуарку поднимали краном, закрепив крюк недалеко от верхнего шарнира. Кран поднимал конец полуарки, поворачивая ее вокруг опорного шарнира, в котором был закреплен нижний конец (рис. 5.20, а). В этом положении при отсутствии раскрепления из плоскости арка работала под действием собственного веса как изгибаемая криволинейная балка с гибкостью из плоскости, равной $\lambda_y = 360$. Кроме того, вследствие криволинейности оси центр тяжести полуарки располагался выше линии, соединяющей опорный шарнир с точкой крепления крюка подъемного крана. В этих условиях произошла потеря устойчивости монтируемого элемента —

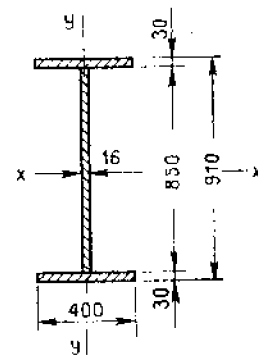


Рис. 5.19. Сечение арочной балки [59]

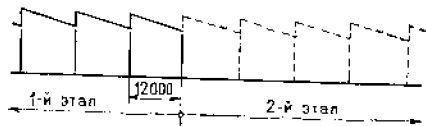


Рис. 5.14. Схема очередности и монтажа конструкций цеха



Рис. 5.16. Вид обрушившейся конструкции покрытия пролетом 24 м [67]

единой связью. Так как одновременно с монтажом каждого шедового ската на него укладывали железобетонные плиты, используя тот же подъемный кран, то каждая последняя смонтированная ферма воспринимала половину постоянной нагрузки от прилегающего участка.

Расчеты показали, что сжимающее усилие в верхнем поясе фермы пролетом 24 м достигало максимального значения ($S = 20,3$ т) во время монтажа.

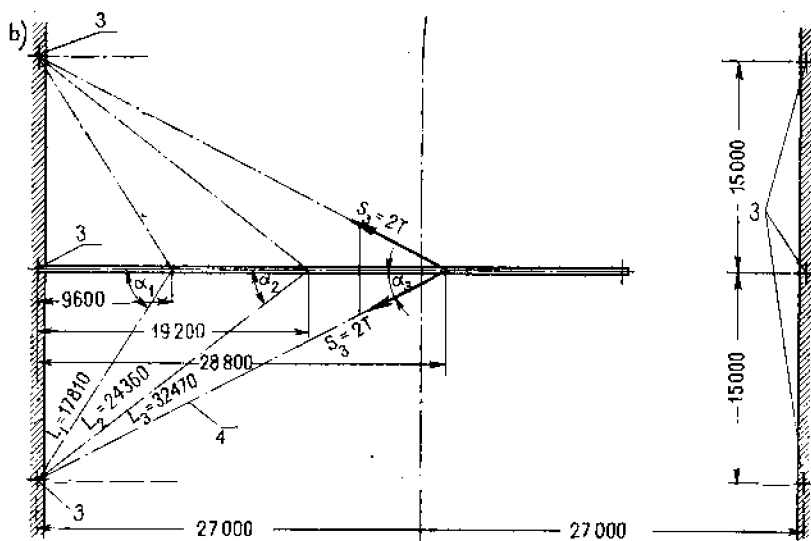
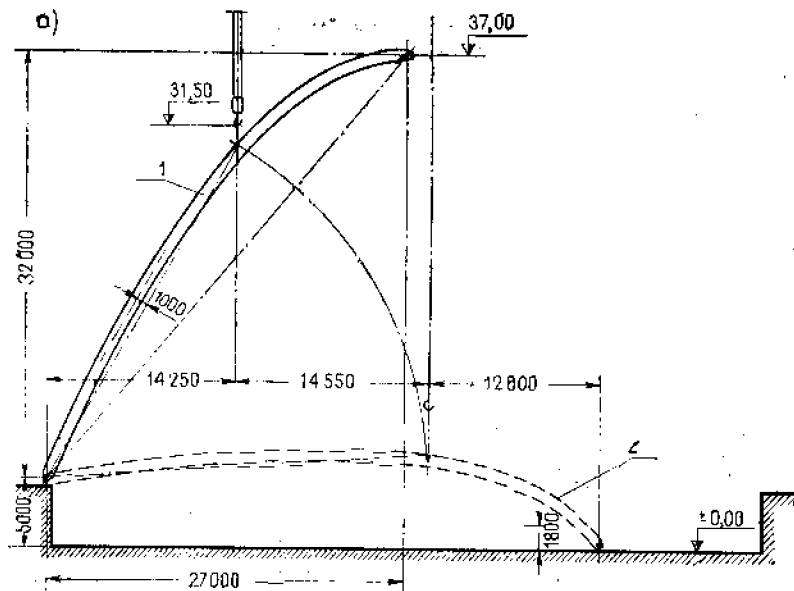
Значение критической силы $S_{кр}$ в верхнем поясе из плоскости $y-y$ (рис. 5.18) составило:

$$S_{кр} = 16,8 \text{ т} < 20,3 \text{ т}.$$

Таким образом, расчетное усилие, возникающее в нераскрепленном верхнем поясе, несколько превышало критическую силу, и каждая монтируемая ферма находилась «на грани» катастрофы до момента окончания монтажа соседнего участка с горизонтальной связью. Благодаря высококачественному изготовлению ферм и благоприятной погоде удалось смонтировать значительное число рядов конструкций.

Но оказалось недостаточным одного неопределенного толчка, чтобы равновесие было нарушено и произошло обрушение фермы, приведшее к развитию аварии наподобие цепной реакции.

Обрушенную часть цеха восстановили из тех же конструкций. Но чтобы снизить подверженность покрытия распространению аварии в случае другого случайного разрушения какого-либо его элемента, были устроены



скручивание и поворот поднимаемого элемента из плоскости опорного шарнира. Такая потеря устойчивости повлекла за собой образование значительных остаточных деформаций в нижней части монтируемой полуарки. Позднее этот элемент выправили, вырезав деформированный участок длиной в несколько метров и вставив новый; после этого конструкцию смонтировали в сооружении. В дальнейшем монтаж вели после тщательного расчетного анализа. Применяли три тросовые растяжки, которые обеспечивали устойчивость в горизонтальном направлении полуарки во время ее подъема (рис. 5.20, б). Это позволило провести монтаж конструкций всего цеха по всем правилам и без аварий.

При одновременном подъеме двух половин арки, соединенных прогонами и горизонтальными связями, повышается эффективность монтажа и удается избежать опасности выхода монтируемых элементов из состояния плоского изгиба без применения дополнительных тросовых растяжек, раскрепляющих элемент в горизонтальной плоскости. Этот способ, однако, требует применения монтажных мачт большой грузоподъемности. Например, в данном случае вес всего собранного элемента составлял бы 70 т [59].

Итак, отсутствие связей, обеспечивающих устойчивость конструкций в период монтажа, часто является причиной возникновения аварий.

Пример 5.9

Главными элементами несущей конструкции большого цеха были две стальные рамы пролетом 65 м. Во время монтажа эти рамы подняли, установили на фундаментах и соединили между собой только прогонами. Горизонтальные связи, которые предохраняли бы рамы от отклонения из вертикальной плоскости и от опрокидывания, не были смонтированы [7].

Случайное соскакивание троса растяжки монтажной мачты привело к наклону мачты и стало причиной катастрофы, так как мачта была соединена с монтируемой конструкцией цеха.

Под влиянием отклонения мачты от вертикали возникли горизонтальные усилия, действующие на частично смонтированные конструкции. Отсутствие горизонтальных связей явилось главной причиной падения рам и обрушения всей конструкции. В проектах организации работ должны разрабатываться технические условия, устанавливающие способ проведения монтажа. Отсутствие таких разработанных условий может явиться косвенной причиной аварии.

Пример 5.10

Описываемый мост несколько раз подвергался разрушениям. Летом 1909 г. во время монтажа 58-м пролета при внезапном подъеме уровня воды поток снес заготовленную выше моста фашину. Под напором воды фашина налетела на опоры монтажных лесов, что привело к их разрушению. Смонтированная на лесах конструкция весом 60 т упала в воду. Только в конце 1914 г. после вторичного монтажа мост был сдан в эксплуатацию.

В августе 1915 г. во время первой мировой войны мост был взорван, полностью уничтожены все пролеты и частично повреждены опоры. Восстанавливался мост в течение почти восьми лет, в 1920—1927-е годы.

Еще раз мост был разрушен в период второй мировой войны (в 1944 г.). Были уничтожены четыре средних пролета общей длиной около 250 м. В 1945 г. на этом месте первоначально было намечено построить временную переправу, позднее, однако, было решено отстроить разрушенные пролеты. Сохраняя силуэт уцелевших пролетов, была спроектирована новая конструкция пролетного строения с верхним расположением проезжей части, опертой при помощи стоек на арки со сплошной стенкой (рис. 5.21). Проектное строение моста состояло из семи таких арок двутаврового сечения, соединенных вертикальными и горизонтальными связями. Стойки, выполненные из труб, поддерживали настил проезжей части. В уровне конструкций проезжей части располагались также решетчатые связи.

Рис. 5.20. Схема подъема полуарки [59]

а — вид сбоку; б — план; 1 — конечное положение полуарки; 2 — начальное положение полуарки; 3 — опора; 4 — стальные растяжки, раскрепляющие поднимаемую полуарку

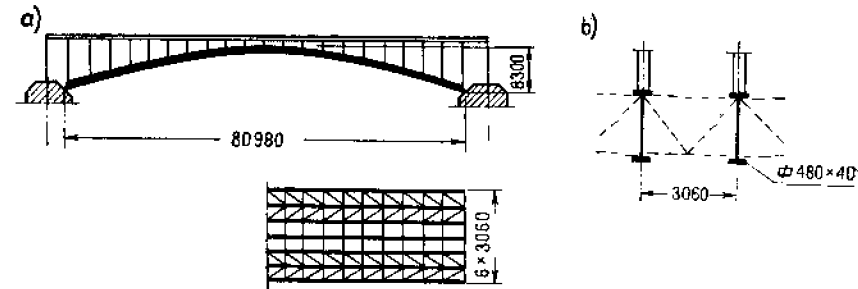


Рис. 5.21. Схема конструкции пролетного строения моста
 а — продольный разрез и план; б — вертикальные связи в поперечном сечении пролетного строения

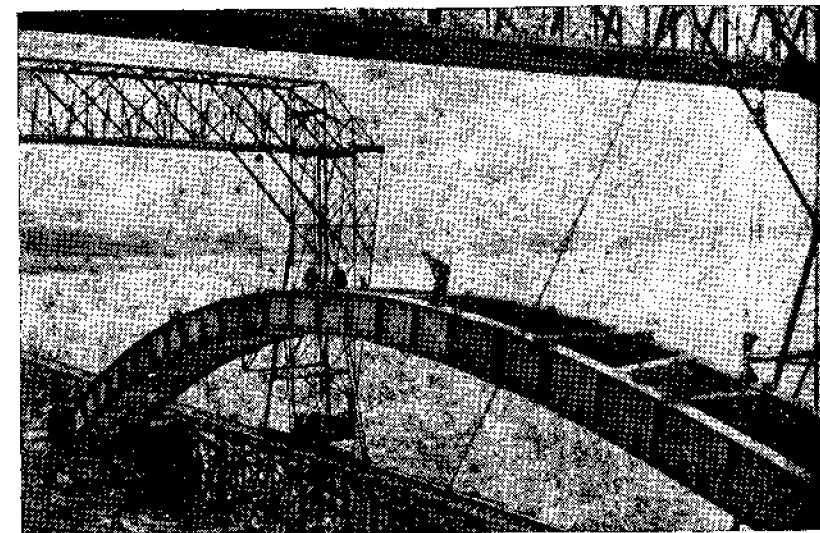


Рис. 5.23. Фрагмент смонтированного пролета моста

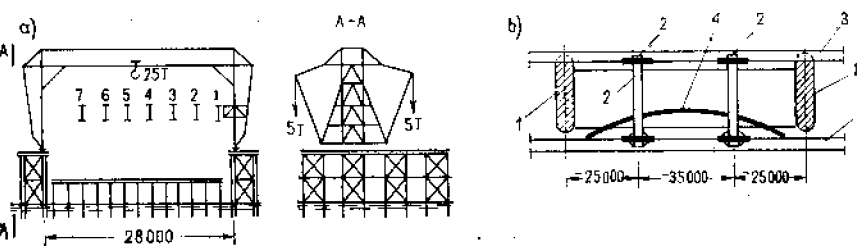


Рис. 5.22. Схема монтажа арок моста
 а — кран для подъема арок; б — план размещения кранов под монтажными подмостями: 1 — опоры пролетного строения; 2 — порталный кран; 3 — подкрановые пути порталных кранов; 4 — монтируемая арка

Стальные конструкции арок привозили на монтаж частями, которые затем соединяли с помощью сварки. Для монтажа конструкций моста на строительной площадке в пролете устанавливали подмости на опорах, а на подкрановых путях монтировали два порталных крана (рис. 5.22). Эти краны служили как для сборки конструкций арок, так и для их подъема. По окончании монтажа конструкций одного пролетного строения краны передвигали в следующий пролет.

Из-за большой гибкости арок в направлении, перпендикулярном к их плоскости, устойчивость конструкций пролетного строения во время монтажа обеспечивали путем жесткого скрепления первой монтируемой арки с опорами порталных монтажных кранов, оставляя краны неподвижными на время монтажа пролета (рис. 5.22, б). Каждую следующую арку после ее установки на опоры соединяли со смонтированными конструкциями вертикальными и горизонтальными связями. Таким же способом монтировали очередной пролет длиной 80, 98 м. Однако арки между собой соединили только поперечными стержнями в верхнем и нижнем поясах и не установили раскосов ни в горизонтальных, ни в вертикальных связях (рис. 5.23).

В декабре 1945 г. после установки всех семи арок этого пролета было решено передвинуть порталные краны для монтажа конструкций следующего четвертого пролета. Вначале размонтировали соединения арки с опорой первого крана и этот кран передвинули. Когда начали разбирать соединение арки с опорой второго крана, произошла катастрофа. Внезапно все арки изогнулись и рухнули на подмости и подкрановые пути. При обрушении конструкций был также поврежден монтажный кран — сломана одна из его опор (рис. 5.24) [97].

Катастрофа произошла вследствие потери устойчивости арок и изгиба их из плоскости, так как не были смонтированы раскосы горизонтальных свя-

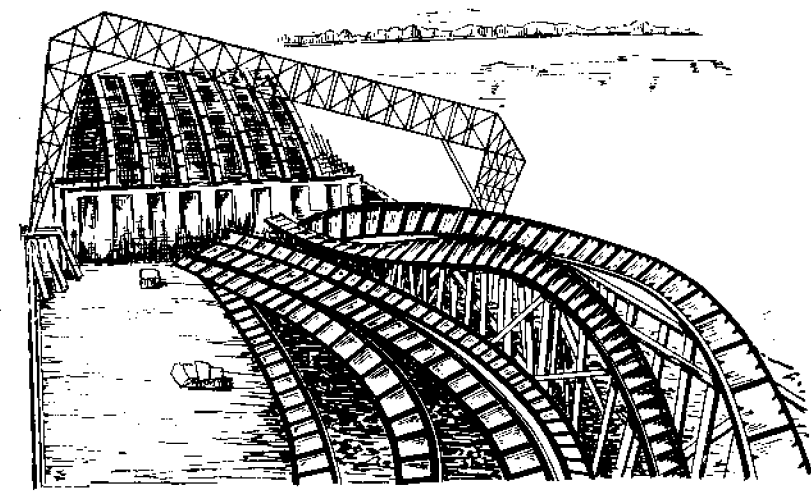


Рис. 5.24. Вид арок моста и монтажного крана после катастрофы

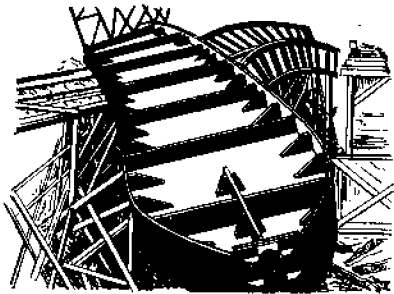


Рис. 5.25. Вид деформированной конструкции арки

зей. В процессе монтажа, когда первая арка была соединена с опорами установленных неподвижно порталных кранов, свободная длина отрезков арки составляла 23,90; 35 и 23,90 м. В сечении арки действовало осевое усилие, а поперечная сила и изгибающие моменты равнялись нулю: напряжение чистого сжатия составляло около 115 кг/см^2 (масса арки равнялась 50 т). Решающим фактором была гибкость, которая на крайнем участке составляла 229, а на среднем — 335. С момента освобождения соединений арки с опорой первого крана длина изгиба отрезка арки увеличилась до 58,90 м, а гибкость до 564.

Ширина поясов поперечного сечения арки составляла 480 мм, таким образом, отношение ширины пояса к пролету на крайнем участке равнялось $1/60$, а на среднем участке — $1/78$. После отсоединения первого крана это отношение увеличилось до $1/128$, а после отсоединения второго крана — до $1/178$. Известно, что при отношении, большем $1/80$, прогиб конструкции может быть очень большим. В процессе монтажа конструкции арок, несмотря на соединение с опорами кранов, находились на грани статической устойчивости, если не принимать во внимание влияние поперечных распорок, соединяющих верхние и нижние пояса арок. Отсоединение же конструкций пролетного строения от одного только крана сразу создало аварийную ситуацию.

Решение передвинуть краны еще до установки горизонтальных связей было принято из-за опасений, что подмости будут уничтожены высоким паводком и ледоходом. Монтаж последнего пролета планировалось завершить до наступления зимы.

Конструкции арок были сильно повреждены. Позднее использовали только недеформированные концевые участки арок с опорными плитами (рис. 5.25), которые перевезли на завод и там приварили к ним вновь изготовленные средние части. Мост был сдан в эксплуатацию летом 1946 г.

Пример 5.11

Общая длина моста составляла 848 м. Три средних пролета были подвешены на тросах, проходящих в плоскостях, параллельных его продольной оси (рис. 5.26). Несущая конструкция пролетного строения моста представ-

Рис. 5.26. Схема конструкции моста

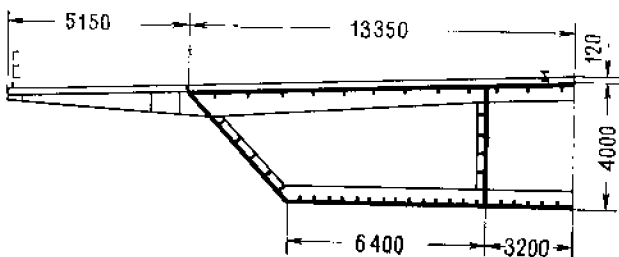
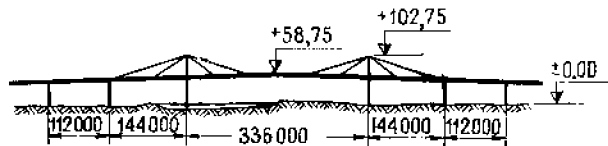


Рис. 5.27. Поперечное сечение пролетного строения моста

ляла собой неразрезную балку коробчатого сечения, имеющего форму трапеции с распорками (рис. 5.27). Проектом производства монтажных работ предусматривалась предварительная сборка частей конструкций на уровне нулевой отметки возле опор. Собирали конструкцию в виде балки, образованной поделенным земляным валом, пролетом шириной 18,5 м, длиной 112 м и массой 1200 т. После подъема двух таких балок их передвигали накатках до проектного положения и соединяли между собой. Такая технология монтажа была принята для того, чтобы избежать затрат на строительство высоких монтажных подмостей.

При принятом способе монтажа требовалось точное соблюдение размеров обеих частей конструкции в продольном стыке, в том числе и во всех поперечных диафрагмах. При таких больших размерах поперечного сечения и большой длине балки (предварительно собранной половины пролета) условия для точной подгонки многочисленных монтажных стыков были трудно выполнимы и, конечно же, не выдерживались.

Во время монтажа конструкций первого крайнего пролетного строения моста разница в расположении элементов продольного стыка доходила до 75 мм, поскольку продольные стенки коробчатого сечения были деформированы. Для того чтобы подогнать элементы продольных стыков во время сборки пролетного строения и ликвидировать разницу в уровнях расположения листов, приподнимали при помощи гидравлических домкратов на разные уровни концы каждой половины пролета, соединяя болтами поочередно стык на определенных участках. Кроме того, чтобы уменьшить изгибающий момент в пролете моста, монтировали опорные части следующего пролета.

После окончания монтажа второго пролета неточность стыковки элементов в продольном стыке в середине пролета была еще большей и составляла 115 мм. Для выравнивания стыка концы пролетного строения подняли как и раньше (одну половину пролета моста относительно другой) и, кроме того, дополнительно загрузили конструкцию бетонными блоками, которые перемещали по длине пролета. Во время такой подгонки стыков произошло выпучивание внутренней стенки одной из половин пролета, а затем конструкция сильно изогнулась. Этот изгиб привел к соскальзыванию балки с опор моста. Конструкция обрушилась на расположенный внизу барак и на работников монтажной организации, находившихся поблизости. Кроме того, один конец пролета, соскальзывая по бетонной опоре моста высотой 40 м, опрокинул ее. В катастрофе погибла 35 человек, а 15 человек были ранены [36].

Непосредственной причиной катастрофы были выпучивание внутренней стенки в сечении балки, а также недостаточная жесткость поперечных элементов раскрепления. Коэффициент запаса от потери устойчивости был слишком низким, и не только в период монтажа конструкции. При разработке проекта организации монтажных работ не учли, что во время подъема возможно появление деформации в сечении балки вследствие ее скручивания. Не было, кроме того, сделано выводов после сборки и монтажа первого пролета, когда стало ясно, что при принятом методе монтажа трудно обеспечить необходимую точность соединения стыков. За происшедшую катастрофу большую ответственность несет также проектировщик, который недостаточно требовательно исполнил свои обязанности, связанные с авторским надзором.

Пример 5.12. Галерея транспортера состояла из пяти пролетов длиной от 21,55 до 23,05 м. Четыре средних опоры галерей высотой от 6,6 до 20 м были выполнены из стальных решетчатых конструкций. Нижний конец галереи был оперт на кирпичный столб одного строения, а верхняя часть — на стену другого фабричного здания. Стены галерей были покрыты асбестоцементными плитами, а пол и кровля сделаны из железобетонных плит. В момент аварии пятый верхний пролет еще не был смонтирован (рис. 5.28) [88].

В связи с отсутствием надлежащей организации производства и контроля работ во время монтажа был допущен ряд ошибок. В опорах не были установлены средние горизонтальные распорки, а стержни крестовых распорок, выполненные из одиночных уголков, не были соединены между собой. С дефектами были выполнены опорные соединения стоек с фундаментами. Не были смонтированы ригели в опорных рамах и были пропущены некото-

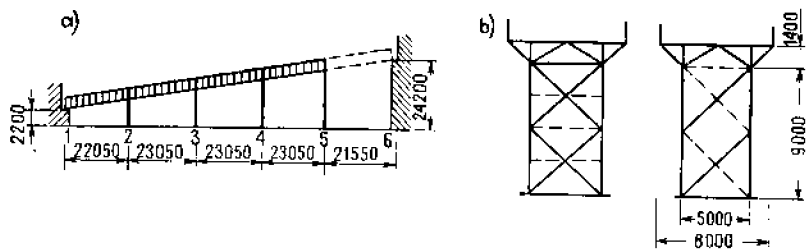


Рис. 5.28. Схема конструкции галерей

а — продольный разрез; б — опоры с частично смонтированными стержнями решетки

рые стержни горизонтальных связей. Не все элементы были соединены тем количеством болтов в узлах, которое было указано в проекте.

Несмотря на эти погрешности и дефекты, в трех первых пролетах галерей стали укладывать железобетонные плиты и покрывать их сверху слоем асфальта толщиной от 30 до 50 мм. Авария произошла внезапно, обрушились все смонтированные пролеты галерей.

Авария началась с потери устойчивости вертикальных стоек в третьей опоре. Из-за отсутствия распорок свободная длина этих стоек значительно возросла. Стержни раскосов обладали слишком большой гибкостью, превышающей 400, и не были в состоянии воспринимать сжимающие усилия. Свободная длина стоек в плоскости решетки опоры увеличилась до 9 м. При нагружении, вызвавшем аварию, величина напряжений в сечении опоры достигла критического значения.

К аварии привели оплошности, допущенные при монтаже конструкций. Они явились следствием плохой организации строительства и слабой технической подготовкой исполнителей работ как в части основных принципов работы конструкций, так и правил техники безопасности, которые необходимо соблюдать при проведении работ такого рода.

К описанной группе аварий, случившихся вследствие ошибок, допущенных при монтаже, следует отнести и аварию мостового крана во время его ремонта. И в этом случае причиной аварии было отсутствие соответствующих опорных элементов и связей, без ко-

торых конструкция не обладала достаточной прочностью и устойчивостью.

Пример 5.13. Склад металлолома, прилегающий к зданию сталеплавильного цеха, обслуживался электромагнитным краном, который разгружал подгоняемые на эстакаду вагоны, а также загружал металлические емкости для печей (рис. 5.29, а). Несущая конструкция крана была образована двумя главными решетчатыми балками. По их верхним поясам двигалась тележка. Главные балки были соединены между собой связями, образуя пространствен-

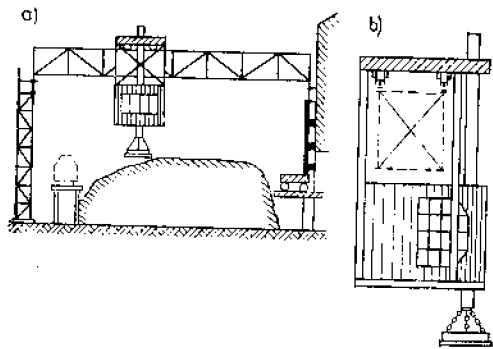


Рис. 5.29. Конструкция мостового электромагнитного крана

а — схема крана, обслуживающего склад металлолома; б — поперечное сечение крана

ную конструкцию моста. К тележке была подвешена кабина крановщика, в которой находился механизм управления. Конструкция подвески кабины охватывала со всех сторон мост крана (рис. 5.29, б).

Электромагнитные краны работают непрерывно, и их ремонт, как правило, проводится в дни с малой загрузкой или во время праздников. Продолжительность простоя крана исчисляется обычно часами.

Из-за сильного износа рельсов пути, по которому двигалась тележка, а также расшатанных болтов и заклепок в верхних поясах главных балок необходимо было провести ремонт крана. Сечение верхнего пояса главных балок было собрано на заклепках и состояло из вертикального листа и двух уголков, сверху покрытых горизонтальным листом. На первом этапе предполагалось сменить рельсы на главных балках, а также заменить горизонтальные листы в верхних поясах, которые были покрыты коррозией и износились. Для сокращения времени ремонта работа была поделена между двумя бригадами, которые заменяли рельсы и части верхних поясов в обеих главных балках. Одновременно проводился ремонт механизмов тележки и оборудования, установленного в кабине крановщика.

Работы по ремонту крана проводили с подвешенных к нему подмостей без опоры моста крана. После снятия рельсов и верхних горизонтальных листов было обнаружено, что и уголки верхних поясов в обеих главных балках крана также сильно повреждены и их необходимо заменить. В процессе проведения дальнейших работ были срезаны также заклепки, соединяющие уголки с вертикальным листом пояса, и вырезаны на определенной длине уголки. Во время обрезания уголков произошла катастрофа. Остатки верхнего пояса, из которого остался только вертикальный лист, выгнулись, и кран обрушился. Кран упал на сваленный внизу металлолом, причем в процессе падения тележка передвинулась на середину крана. По счастливой случайности авария не повлекла за собой гибели людей, несмотря на то, что на мосту крана и в кабине работали монтажники. При падении был поврежден также и нижний пояс крана так, что для восстановления крана пришлось заново изготовить новые конструкции на длину одной трети пролета. Кроме затрат на ремонт конструкции крана были понесены дополнительные убытки, связанные с простоем вагонов, которые в это время находились на эстакаде склада.

Основной причиной катастрофы явилось отсутствие надзора со стороны инженерно-технических работников, ответственных за ремонт крана. Непосредственной же причиной разрушения конструкции было существенное ослабление верхних поясов главных решетчатых балок вследствие исключения из работы большей части его сечения, и потеря устойчивости пояса. При проведении таких ремонтных работ с несущей конструкцией крана необходимо было установить в пролете временные опоры.

5.2.2. Неправильное выполнение монтажных соединений

Много аварий происходит из-за неправильного выполнения монтажных стыков и соединений. Это бывает связано с различными обстоятельствами: с желанием облегчить последующие регулировки и рихтовки, а часто из-за небрежности или ошибок. В некоторых случаях соединения выполняются только частично и не обладают поэтому необходимой прочностью и жесткостью, что приводит к авариям конструкций во время монтажа. Это особенно характерно для временного закрепления бабшаков колонн, частичной установки болтовых соединений, например в балках покрытий и т. д.

Пример 5.14

Вторая очередь строительства однопролетного цеха включала монтаж конструкций здания пролетом 24 м, общей длиной 36 м. Балки кровельного

покрытия были запроектированы в виде решетчатых конструкций из профилей, аналогичных примененным в существующей части цеха; колонны — железобетонными. Кровельное покрытие представляло собой железобетонные плиты длиной 6 м, утепленные волокнистыми плитами.

Во время строительства, когда было уже смонтировано покрытие пяти рядов и оставалось только смонтировать конструкции в последнем, шестом ряду, примыкающем к существующей части цеха, произошла катастрофа. Конструкции покрытия в строящейся части цеха полностью обрушились (рис. 5.30 и 5.31), и упавшие железобетонные плиты сильно повредили расположенные ниже конструкции площадок и подкрановых балок. Катастрофа произошла без заметных внешних причин и при нормальных атмосферных условиях [55]. После обследования выявили, что авария произошла из-за разрушения монтажного стыка нижнего пояса фермы. Проектом предусматривался сварной монтажный стык фермы в середине пролета. Для облегчения сборки в стыках как верхнего, так и нижнего поясов предусматривались болтовые соединения на черных болтах; после установки болтов накладывались сварные швы, рассчитанные на восприятие расчетных усилий (рис. 5.32). В действительности же в стыках установили только болты и в таком виде фермы были подняты, установлены и загружены плитами кровельного покрытия. Из-за отсутствия сварных швов срезающие напряжения в болтах были очень высокими. Например, в соединении нижнего пояса они составляли:

$$\sigma = \frac{S}{F_{\text{ср}}} = \frac{49\,500}{16,1} = 3080 \text{ кг/см}^2 > 1100 \text{ кг/см}^2,$$

где S — усилие в нижнем поясе фермы; $F_{\text{ср}}$ — площадь сечения восьми болтов М16.

Перегруженные болты срезались, и фермы обрушились (рис. 5.33).

Несомненно, причиной аварии были ошибки, допущенные при монтаже во время укрупнительной сборки конструкций. Однако следует обратить внимание также на определенные недостатки конструктивного решения.

В соединениях такого типа рекомендуется выполнять монтажные стыки только на болтах.

Если же усилия, действующие в соединении, слишком велики, то для упрощения соединения можно иногда предусматривать в таких стыках монтажные сварные швы. При этом для таких швов должен быть обеспечен хороший доступ при выполнении работ и контроле. В рассматриваемом случае применили восемь болтов в стыке нижнего пояса фермы и можно было, увеличив диаметр болтов, обеспечить достаточную прочность соединения.

Описанный случай не является единственным. Таким же способом монтировали технологическую площадку на другом объекте. В решетчатых балках этой площадки был предусмотрен монтажный сварной стык, причем для облегчения монтажной сборки стыка в поясах балки было предусмотрено по два болта. Сварной стык должен был выполняться до подъема и установки балки в проектное положение. В данном случае стыки балки не были своевременно сварены, и поэтому после монтажа произошло обрушение площадок, а также части оборудования, расположенного на них.

Устойчивость стальной конструкции должна быть обеспечена на всех стадиях ее монтажа. Технология производства работ подробно разработана в проекте организации монтажных работ. В случае когда монтаж конструкций продолжается в течение длительного времени, следует, кроме того, считаться с неблагоприятными атмосферными условиями, т. е. с обильными снегопадами и сильными порывами ветра. Невыполнение этих условий может привести к серьезной аварии.

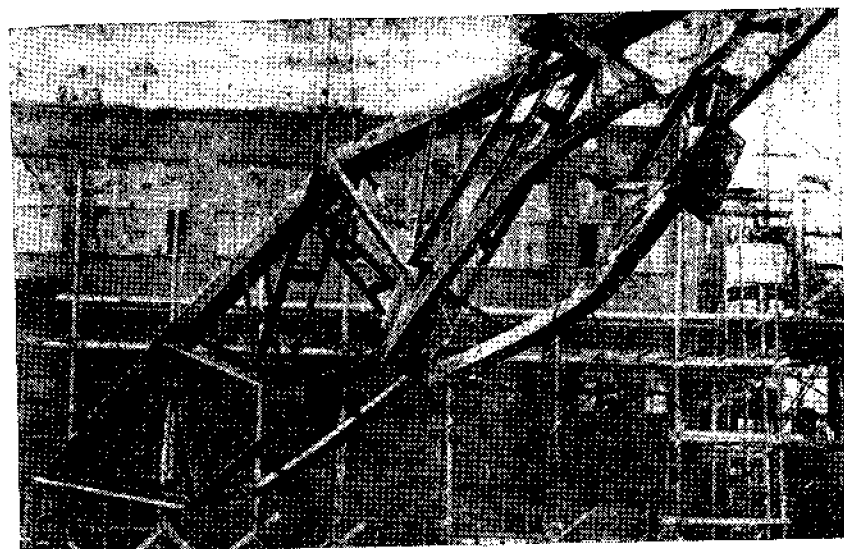


Рис. 5.30. Вид разрушенной решетчатой фермы покрытия

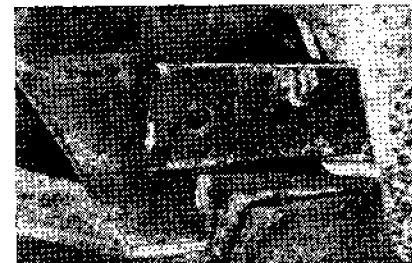
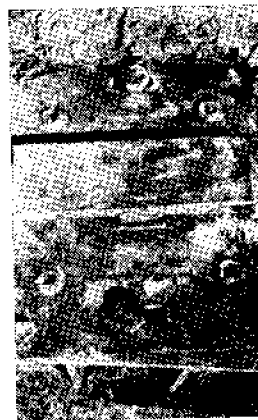


Рис. 5.33. Вид накладок монтажного стыка нижнего пояса фермы

Рис. 5.31. Вид срезанных болтов на опорной плите фермы

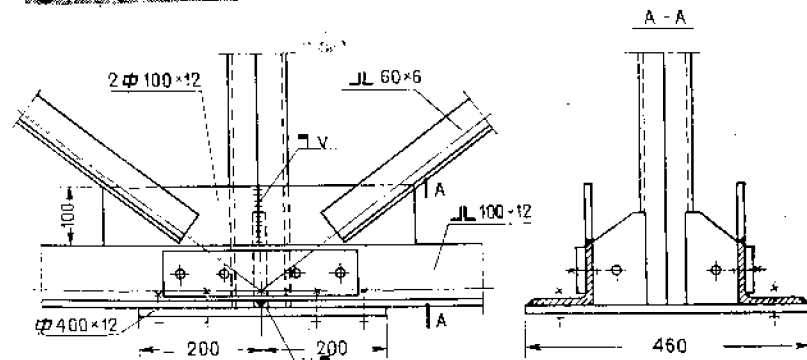


Рис. 5.32. Монтажный стык нижнего пояса фермы (по проекту)

Пример 5.15

Недостаточно полный анализ влияния нагрузок, которые могут возникнуть во время монтажа, был причиной многих катастроф. Такой случай, например, произошел при монтаже дорожного моста с тремя пролетами длиной $101 + 232 + 101$ м. Главная балка моста имела коробчатое поперечное сечение в виде трапеции шириной 16,20 и 10,80 м и высотой 6 м. Стенки балки были выполнены из ортотропных панелей. На среднем пролете моста, монтируемом методом навесной сборки, было размещено тяжелое монтажное оборудование, а также установлен кран, с помощью которого с понтона поднимали последний элемент конструкции массой 85 т и длиной 54 м. Во время этой операции произошло разрушение поперечного сечения главной балки точно посередине пролетного стропения и вся конструкция утала в реку. В катастрофе погибли 13 человек, многие были ранены [36].

Для выяснения причины катастрофы рассмотрим конструкцию сварных монтажных стыков. Нижние листы коробчатого сечения сваривали с помощью сварочного автомата. При выполнении стыковых швов решили устроить проходы сквозь ребра для автомата, поэтому в местах стыкового шва нижней ортотропной плиты ребра вырезали на ширину 45 см. После сварки листов в местах, где ребра таврового сечения были вырезаны, установили вставки также таврового сечения, которые заваривали таким образом, что между ребром вставки и нижней илигой оставался проем высотой 25 мм (рис. 5.34, а). Под воздействием монтажных нагрузок и возникающих в этом стыке напряжений сжатия произошел изгиб листов.

Аналогичные дефекты монтажа и деформации были обнаружены также и в других стыках главной балки.

Причиной катастрофы было недостаточное раскрепление несущих листов главной балки коробчатого сечения в монтажном стыке. Наличие проема, оставленного между листом ортотропной плиты и ее ребром, можно объяснить желанием избежать пересечения швов в стыке. Однако для этого достаточно, чтобы над стыковым швом, соединяющим листы, был оставлен участок без сварки длиной около 60 мм (рис. 5.34, б).

Пример 5.16

По сходным причинам, т. е. из-за неполного выполнения монтажных стыков, произошла авария во время монтажа другого автодорожного моста.

Конструкцию моста из трех пролетов длиной $87 + 207 + 107$ м монтировали на берегу и надвигали на бетонные опоры. Сборка стальной конструкции моста проводилась в длительный период устойчивой погоды при постоянной температуре. В последнем стыке смонтированной конструкции не были выполнены соединения элементов нижнего пояса и установлены связи, когда произошло внезапное понижение температуры. Под влиянием резкого понижения температуры произошла деформация в напряженном состоянии конструкции, которая при этом сильно деформировалась, особенно элементы нижнего пояса и стенка главной балки. Вследствие этого на некоторых участках произошел отрыв нижнего пояса от стенок, а вся конструкция пролетного стропения настолько сильно деформировалась, что создавалась угроза разрушения [36]. Наибольшие деформации произошли в крайнем пролете. Средний же участок пролета опустился на 75 см, при этом в двух местах произошло выпучивание стенки балки, а также настила. Конструкция пролетного строения не обрушилась только благодаря тому, что в ней образовались пластические шарниры.

Пример 5.17

В некоторых случаях ошибочная технология монтажа конструкций и связи с этим авария бывает вызвана недостаточно ясной информацией, содержащейся в проектной документации.

В двухпролетном цехе были запроектированы фермы покрытия, частично связанные между собой на промежуточной опоре. По проекту соединения ферм со средней опорой были рассчитаны на постоянную нагрузку как для свободно опертой балки, и в то же время расчет на снеговые нагрузки был выполнен как для неразрезной балки. При таком проектном допущении порядок

монтажа ферм должен быть следующим: вначале фермы следовало монтировать с частичным соединением их с колоннами (рис. 5.35, б). И только после завершения монтажа кровли можно было выполнить оставшиеся соединения, которые обеспечивали полное прикрепление фермы к колонне [5].

В действительности же и верхние, и нижние пояса ферм были присоединены к колоннам сразу же при монтаже каркаса, вследствие чего в некоторых соединениях возникли усилия большие, чем проектные, полученные расчетом. Авария произошла после окончания всех монтажных работ, когда на кровлю лег снег. Оборвались швы в опорном узле, и конструкция покрытия обрушилась на участке длиной 60 м. В швах, соединяющих узловую косынку с по-

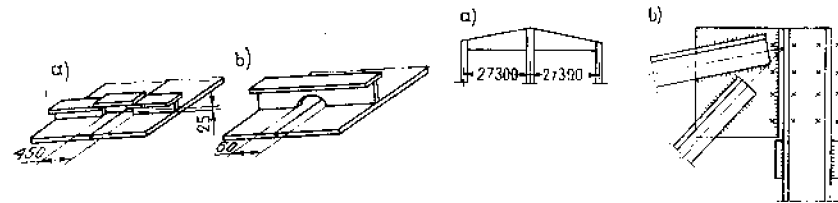


Рис. 5.34. Прорез в ребре нижнего листа коробчатой балки
а — переход для сварочного автомата — осуществленное решение; б — рекомендуемое решение

Рис. 5.35. Схема покрытия цеха (а) и деталь соединения фермы покрытия с средней колонной (б)

перечным листом опоры, были обнаружены дефекты сварки, но при таких высоких напряжениях (около 4300 кг/см^2) разрушение произошло бы и в том случае, если бы швы были выполнены нормально.

Причиной аварии явилось, во-первых, отсутствие в проектной документации соответствующей информации о том, что при монтаже конструкций необходимо соблюдать определенную очередность присоединения стыков ферм к колонне, и, во-вторых, то, что в технологической документации на монтаж не была определена требуемая очередность производства работ.

Причиной другой серьезной аварии был недостаточный контроль за выполнением опорных элементов — как на заводе, так и на строительной площадке во время монтажа конструкции. В каркасах зданий при больших расстояниях между колоннами в ряду применяются решетчатые подстропильные фермы, на которые опираются фермы кровельного покрытия. Чаще всего применяется такая конструкция узла опирания подстропильной фермы, при которой вертикальная реакция передается на опорную плиту, приваренную к колонне, а болты, соединяющие вертикальную поперечную фасонку узла подстропильной фермы с колонной, имеют второстепенное значение — они являются вспомогательными элементами при установке ферм во время монтажа. Авария подстропильной фермы пролетом 24 м произошла из-за отсутствия на колонне в месте опирания фермы опорной плиты; эта плита была приварена к противоположной стороне колонны (рис. 5.36, а). Под нагрузкой от веса покрытия произошел срез болтов, которые не были рассчитаны на вертикальную нагрузку, и ферма вместе с конструкцией покрытия опустилась приблизительно на 100 мм и в связи с малой податливостью каркаса заклинилась между колоннами (рис. 5.36, б). В то же время другие колонны отклонились от вертикали, и падение подстропильной фермы повлекло за собой обрушение всего кровельного перекрытия в трех соседних пролетах размера $22 + 27,50 + 18$ м.

Отсутствие опорной плиты или приварка ее не с той стороны могут иметь место из-за неправильного чтения чертежа, особенно когда элементы изготавливаются зеркально по отношению к чертежу.

Другая авария произошла в цехе металлургического завода также из-за небрежности при монтаже, что привело к большим убыткам. В коп-

структуры покрытия были запроектированы решетчатые фермы, рассчитанные как неразрезные балки. Непрерывность балок обеспечивалась накладками сечением 380×30 мм, которые должны были привариваться к верхним поясам ферм после их монтажа (рис. 5.37, а); в действительности же накладки не были установлены. После нагружения конструкции кровлей произошли деформация поперечных вертикальных фасонки в узле и обрыв части болтов. Затем фермы сильно прогнулись, обрывая болты, соединяющие их с колоннами. При этом колонны отклонились от вертикали, опорные фасонки ферм сдвинулись с опорных столиков (опорных плиток, приваренных к колоннам) и разрушение распространилось на все покрытие кровли.

В этом случае сопутствующей, а может быть и основной причиной аварии были увеличенные от пыли мартеновских печей нагрузки на кровле. Проектом предусматривалась нагрузка от пыли до $1,75$ т/м. В действительности же нагрузка была гораздо больше и составила от $3,5$ до 5 т/м.

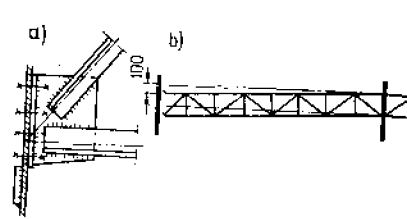


Рис. 5.36. Деталь соединения подстропильной фермы с колонной (а) и схема расположения заклинившей фермы между колоннами (б) после среза на опоре болтов (б)

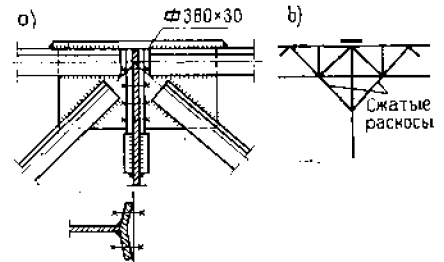


Рис. 5.37. Опорный узел верхнего пояса решетчатой неразрезной фермы (а) и схема опирания ферм на колонну (б)

Кроме того, при проверке расчетов была обнаружена ошибка в определении расчетного усилия сжатого раскоса (рис. 5.37, б). Скорректированные расчеты показали, что напряжения в раскосе составляли 3570 кг/см², что также могло быть дополнительной причиной обрушения конструкции.

В приведенных примерах аварии происходили из-за отсутствия надлежащего технического надзора при монтаже несущих элементов конструкций, имеющих основное значение для устойчивости каркаса. Работники монтажных организаций, а также персонал органов технического надзора должны четко понимать значение конструктивных элементов такого рода.

Пример 5.18

Конструкция каркаса цеха, изображенного на рис. 5.38, состояла из решетчатых колонн, установленных на расстоянии 6 м друг от друга, а также ферм пролетом 12 м, установленных с шагом 3 м. В промежутках между колоннами фермы опирались на подстропильные балки пролетом 6 м. Каркас цеха делился интервалами на три части из-за возможности появления повреждений при сейсмических воздействиях. Каждая отдельная часть каркаса была снабжена связями в плоскостях кровли, а также вертикальными связями между колоннами.

В соответствии с проектом закрепление колонн в фундаментах должно было производиться следующим образом. Ветви колонны устанавливались в колодцы, оставленные в фундаментах, и после окончательной выверки конструкции колодцы бетонировали (рис. 5.39). Для того чтобы создать возможность регулировки положения колонны в горизонтальной плоскости, к ее ветвям были приварены поперечины 1 из швеллеров, под которые можно было подкладывать клинья 2, а в фундаментах предусмотрены замоноличенные петли 3, служащие для закрепления ветвей колонны во время монтажа с помощью скоб 4 (рис. 5.40).

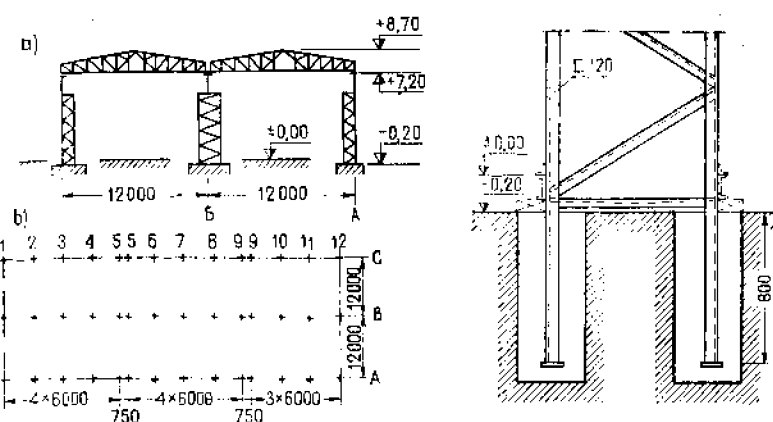


Рис. 5.38. Схема конструкции цеха а — поперечное сечение; б — план

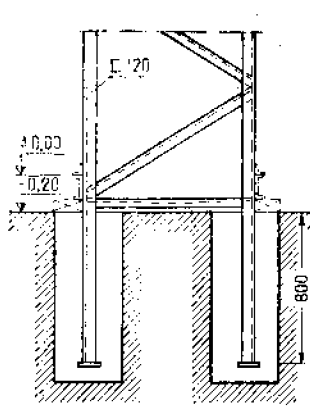


Рис. 5.39. Опорный узел соединения колонны с фундаментом

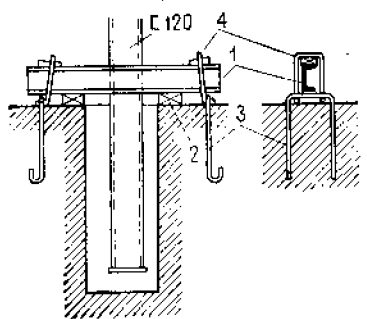


Рис. 5.40. Узел закрепления ветви колонны к фундаменту во время монтажа

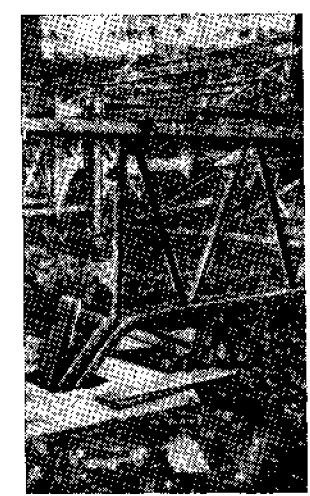


Рис. 5.41. Вид конструкции после аварии

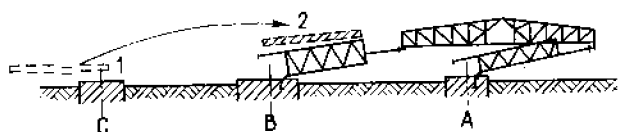


Рис. 5.42. Схема опрокинутой конструкции пролета А — В цеха 1 — стеллаж для складирования колонн; 2 — положение колонны, сорванной и переброшенной ветром со стеллажа

В действительности петли для раскрепления колонн не были сделаны, и колонны раскрепляли тросами, заанкеренными в соседних фундаментах.

Таким способом осуществляли монтаж конструкций первого пролета А—В. Были смонтированы десять 6-м рядов каркаса со связями и прогонами. Конструкции стен и кровли установлены не были. Ночью разразилась буря с сильными порывами ветра. Скорость ветра при порывах достигала 26 м/с, что соответствует шторму в 10 баллов по шкале Бофорта и напору ветра 50 кг/м². О силе порывов ветра можно судить по тому, что колонна с массой 320 кг, лежавшая на стеллаже на расстоянии 12 м от цеха после аварии, была обнаружена наверху конструкции каркаса (рис. 5.41 и 5.42).

Под воздействием ветрового напора смонтированные конструкции каркаса опрокинулись на всей длине. Возможно, что развитие аварии началось с удара колонны, свесенной со стеллажа ветром. Расположение цеха было выбрано неудачно — он находился на значительном возвышении по отношению к окружающей территории с большим перепадом отметок с наветренной стороны. Под действием ветровой нагрузки большая часть колонн повернулась около точки закрепления вокруг одной из ветвей (рис. 5.42). Конструкция покрытия упала целым блоком, переместившись по горизонтали на расстояние, приблизительно равное высоте колонны.

При обследовании обрушенных конструкций обнаружилось, что все они упали в направлении ветра, точно перпендикулярно к продольной оси цеха. Так как опорные части колонн еще не были забетонированы, изгибающий момент от ветра передавался только на одну ветвь колонны, выполненную из швеллера № 120. Эта ветвь изогнулась почти на 90°, а другая ветвь выдернулась из колодца неповрежденной. Конструкция покрытия лежала на колоннах, опираясь на горизонтальные плиты, присоединенные несколькими болтами к каждой колонне. Такое соединение, представляя собой шарнир, не может сопротивляться изгибающему моменту.

Во время этой аварии только некоторые элементы конструкций были уничтожены; другая большая часть была только слегка повреждена — эти конструкции были пригодны для вторичного использования. В колоннах пришлось заменять изогнутые части ветвей, в фермах — поврежденные участки нижних поясов.

5.2.3. Неправильная рихтовка элементов

Для устранения чрезмерно больших отклонений, образовавшихся в процессе монтажа конструкций, проводят рихтовку отдельных элементов. Рихтовку выполняют, соблюдая определенные правила. Рихтуемый элемент должен быть устойчив во время его передвижки. Соединенные с ним элементы конструкции также должны быть соответственно раскреплены, для чего приходится ослаблять соединения, а в случае необходимости подклинивать; при этом необходимо избегать ударных воздействий.

Рихтовка элемента, связанного с конструкцией со статически неопределимой схемой, приводит к образованию неконтролируемой системы напряжений и деформаций. Этого нельзя допускать, поскольку перенапряжения элементов конструкций на стадии монтажа могут привести к катастрофе. Примером служит серьезная авария промышленного цеха, которая произошла во время его перестройки.

Пример 5.19

В существующем цехе перестраивали стены и крышу [55]. После монтажа стальных колонн и ферм покрытия, а также установки около 70% всех связей начали монтаж светильников и укладку железобетонных плит, образующих несущее покрытие кровли. Монтаж проводили постепенно: по мере

разборки существующих стен поочередно устанавливали новые колонны. По окончании монтажа было обнаружено, что одна из колонн отклонилась от вертикали. Для рихтовки этой колонны ослабили анкеры в башмаке колонны и пытались изменить ее положение ударами кувалды, что вызвало сползание балок с оголовка колонны и обрушение покрытия.

Непосредственной причиной аварии была неправильная рихтовка колонны, проводившаяся без закрепления конструкции, с которой колонна была соединена. Косвенной причиной было отсутствие надлежащего контроля за работами.

При рихтовке конструктивных элементов следует особенно строго соблюдать правила техники безопасности. Занятые на этих работах люди не должны находиться ни на подвижных элементах, ни под ними. Такие случаи, однако, бывают довольно часто, особенно при монтаже промышленного оборудования.

Глава 6

АВАРИИ,

ВЫЗВАННЫЕ УСЛОВИЯМИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Время безотказной работы для различных стальных конструкций неодинаково и зависит от их назначения. Для мостов и каркасных жилых зданий оно составляет 80 — 100 лет, для промышленных цехов — 30 — 40 лет. Эта величина является случайной переменной, и ее можно определять методами вероятностного анализа, основываясь на систематизированных статистических данных. Ориентировочно, на основе практического опыта можно принять, что время безотказной работы для стальных конструкций при нормальных условиях эксплуатации равняется как минимум их долговечности при естественном старении, а чаще всего значительно ее превышает.

Безотказная работа стальных конструкций существенно меняется от времени и условий эксплуатации. График зависимости между временем эксплуатации конструкции и риском аварии приведен на рис. 6.1 [64]. Она проверена на практике для различных технических (электрических и механических) устройств, верна также и для строительных стальных конструкций. Из графика видно, что большое число аварий возникает на первом этапе эксплуатации, когда происходит естественная выбраковка конструкций, в которых имеются грубые проектные или производственные ошибки. К этому же периоду можно отнести также многочисленные аварии, происходящие во время монтажа. Следующий этап — это регулярная эксплуата-

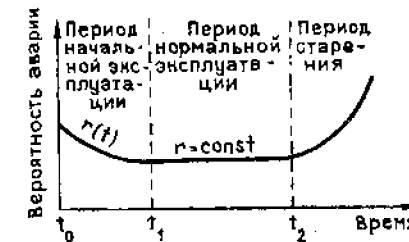


Рис. 6.1. Типовой график частоты возникновения аварии в зависимости от времени [64]

ция; он характеризуется относительно низкой вероятностью аварии. На этом этапе решающую роль играют условия эксплуатации и, особенно, соответствие этих условий тем, что были заложены в проекте. Эти положения подробно рассматриваются в главе 6.1*. Третий, заключительный этап—это период старения конструкции под влиянием долговременного воздействия неблагоприятных факторов; в этот период вероятность возникновения аварии значительно возрастает с течением времени. Случаи, связанные с этим периодом, приведены в главе 6.2.

6.1. ИЗМЕНЕНИЕ УСЛОВИЙ РАБОТЫ

Стальные конструкции создаются на основе тщательных расчетов как статической устойчивости, так и выносливости, которые производятся исходя из принятых значений нагрузок и расчетных схем отдельных элементов и всей конструкции. Значительное изменение нагрузок или статических схем может привести к преждевременному выводу объекта из эксплуатации и даже к аварии.

6.1.1. Изменение нагрузок

К наиболее часто допускаемым ошибкам, касающимся изменения нагрузок, относятся:

1. Укладка на плиты кровельного покрытия «выравнивающего» слоя цементного раствора чрезмерно большой толщины с целью сгладить дефекты изготовления. На практике случается, что вместо слоя толщиной 1 см укладывают 3-см и больше слой, чтобы выровнять поверхность выгнутых плит.

2. Укладка теплоизоляции из легкого бетона со слишком высоким объемным весом. Случается, что слой пенобетона имеет вес в несколько раз выше из-за расслаивания смеси во время укладки.

3. Слишком высокие нагрузки вследствие скапливания пыли от промышленного производства. С момента, когда такая нагрузка превышает значение, предусмотренное проектом, служба эксплуатации должна регулярно удалять пыль (см. примеры 6.4 и 6.5).

4. Чрезмерная нагрузка от снега, особенно опасная для неутепленных цехов с легким покрытием. Отношение переменной нагрузки q к полной нагрузке p составляет:

при кровлях с тяжелым покрытием (железобетонные плиты)

$$\frac{q}{p} = \frac{60}{360} = 17\%;$$

при кровлях с легким покрытием (волнистые или гофрированные листы и т. п.)

$$\frac{q}{p} = \frac{60}{120} = 50\%.$$

* Описание и анализ условий эксплуатации строительных металлоконструкций даны в работе [141].

В исключительных случаях наблюдается двукратное увеличение снеговой нагрузки по отношению к нормативной; при этом коэффициент запаса снижается с 1,40 до 1,23, если цех покрыт тяжелыми железобетонными плитами, и до 0,99, если покрытие легкое. В последнем случае создается угроза аварии кровли [43].

5. Смена покрытия кровли при капитальных ремонтах, после пожаров, повреждений и т. п. и установка более тяжелого (см. пример 6.1).

6. Изменение характера нагрузок, например значительное увеличение влияния динамических нагрузок вследствие плохого содержания путей и неудовлетворительного технического состояния подвижного состава (см. пример 6.3).

7. Воздействие на конструкцию эксплуатационных нагрузок, не предусмотренных проектом. На практике часто происходит, особенно при ремонте технологического оборудования, перегрузка несущих конструкций мостовых кранов и подкрановых балок нагрузками, превышающими их номинальную грузоподъемность. Случается также, что подъемные приспособления подвешивают к нижним поясам ферм, непригодных к восприятию таких нагрузок (см. пример 6.4).

8. Чрезмерное скопление отходов производства, не удаляемых из-за неисправности механизмов или халатности персонала. По этой причине произошло несколько катастроф с рядом конструкций. В числе прочих обрушилась конструкция пылесборника для очистки газа, подаваемого к доменной печи (емкости объемом около 300 м³), который не очищался в течение нескольких лет и полностью заполнился тяжелой пылью.

Пример 6.1

Построенный в 1938 г. литейный цех имел три пролета размерами $2 \times 16,70 + 12$ м и длину $11 \times 7 = 77$ м.

Основной несущей конструкцией каркаса цеха являлись двухпролетные рамы, расставленные с шагом 7 м, к которым присоединялись фермы бокового пролета, опирающиеся внешними концами на установленные шарнирно колонны (рис. 6.2, а). На конструкции покрытия были установлены поперечные фонари. Во время войны оккупанты намеревались демонтировать цех и вывезти конструкции. С этой целью было снято кровельное покрытие, однако конструкции каркаса разобраны не были. После войны вместо снятого кровельного покрытия сделали монолитную железобетонную плиту толщиной 10 см, опирающуюся на стальные прогоны. На плиту уложили изоляционный слой из цементно-стружечных плит, а на них выравнивающий слой цементного раствора толщиной 5 — 6 см и изоляцию из двух слоев толи.

После двадцати лет эксплуатации цеха произошло внезапное разрушение ригелей трех рам крайнего пролета. Несколько стержней решетчатых ригелей сильно деформировались. Самому сильному изгибу подверглись раскосы 2 и 3 (рис. 6.2, б), при этом скат кровли деформировался в форме борозды, параллельной внешней продольной стене. На этом участке монолитная железобетонная плита покрытия растрескалась. Несмотря на значительные деформации стальных конструкций, ферма не обрушилась и, кроме локальных, других повреждений не образовалось. Во время аварии слой снега не превышал 5 см. Не было замечено также никаких внешних факторов, которые могли бы явиться причиной аварии. Обследование кровли показало, что собственный вес уложенного после войны покрытия составил 400 кг/м². Принимая

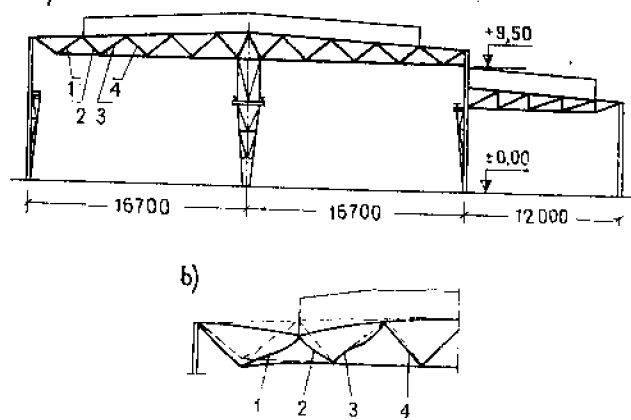


Рис. 6.2. Схема каркаса цеха

а — поперечное сечение; б — фрагмент деформированного решетчатого ригеля рамы

во внимание снеговую нагрузку, соответствующую первому поясу (50 кг/м^2), были проведены проверочные расчеты и получены следующие значения напряжений:

в прогонах:

$$\sigma = 2490 \text{ кг/см}^2 \text{ (без учета работы плиты),}$$

$$\sigma = 1820 \text{ кг/см}^2 \text{ (с учетом работы плиты);}$$

в поясах ригелей рам:

$$\sigma = 1080 - 1700 \text{ кг/см}^2;$$

в раскосах ригелей рам:

$$\sigma = 5680 - 6540 \text{ кг/см}^2.$$

Испытания образцов, взятых из поврежденных элементов, показали, что конструкция выполнена из стали со следующим химическим составом

$$C = 0,20 - 0,27; P = 0,021 - 0,027\%; S = 0,12 - 0,08\%.$$

Предел текучести составлял $R_e = 27,1 - 34,9 \text{ кг/мм}^2$, а прочность на растяжение $R_m = 34,2 - 55,5 \text{ кг/мм}^2$.

Анализ первых расчетов, выполненных до войны, позволил обнаружить ряд ошибок, в том числе десятикратное уменьшение усилия от постоянной нагрузки в крайнем раскосе 1 и увеличенную гибкость сжатого раскоса 4 ($\lambda = 135$). При замене покрытия, выполненного после войны, нагрузка на несущие рамы увеличилась приблизительно на 40% по сравнению с принятой в первом проекте. Тот факт, что в этих условиях цех, находясь на грани катастрофы, простоял в течение двадцати лет и даже в критический момент не обрушился, можно объяснить взаимодействием всех элементов конструкции, обеспеченным прежде всего монолитной железобетонной плитой покрытия, которая передавала нагрузки с элементов более перегруженных на соседние, менее нагруженные.

Вследствие незначительного распространения повреждений было решено сохранить конструкцию цеха. В трех поврежденных рамах после их подпирания заменили изогнутые раскосы усиленными элементами. В остальных рамах усилили раскосы 1 и 4, в которых возникали слишком высокие напряжения, и, кроме того, увеличили некоторые швы в узлах.

Пример 6.2.

Конструкция силоса, предназначенная для хранения различных сыпучих материалов, имела форму цилиндра. При трении материала о стенки конструкции возникают вертикальные силы, величина которых зависит

от гладкости стенок и коэффициента внутреннего трения материала. Эти силы вызывают в листах оболочки силоса сжимающие напряжения. Под действием сжатия оболочка может потерять устойчивость, однако внутреннее давление в силосе препятствует выпучиванию. Сложная система напряжений и нагрузок в тонкостенной криволинейной оболочке в некоторых неблагоприятных случаях может стать причиной возникновения аварии.

Для хранения зерна был запроектирован силос диаметром 7,32 м и высотой 23,39 м с плоским дном. Однако конструкцию силоса рассчитали в соответствии с инструкцией при допущении, что поверхность оболочки цельносварная. В действительности же не были соблюдены два основных условия, принятые при расчете: в емкости хранили сыпучую массу, обладающую большим коэффициентом трения о стенки и создающую меньшее внутреннее давление, чем принятое по расчету; оболочку силоса выполняли из отдельных изогнутых листов, соединенных внахлест на болтах.

Особенно неблагоприятно было то обстоятельство, что при хранении сыпучей массы существовала опасность ее спрессовки и зависания на всем сечении силоса. При образовании такого свода создается повышенная опасность выгибания листов оболочки, так как на определенном участке силоса увеличивается внутреннее давление.

Разрушение конструкции силоса происходило этапами. Сначала при опорожнении силоса произошло заметное выпучивание листов оболочки в форме складок и вмятин на высоте около 5 м от основания. Затем наполнили силос зерном. Авария произошла при опорожнении силоса, когда возросли деформации листов оболочки, а также были срезаны болты в ее поперечном стыке, что привело к раскрытию стыка, а затем к наклону и последующему опрокидыванию всего силоса.

Теоретически критическая нагрузка для стенки рассматриваемого силоса, рассчитанная как для идеально ровной стенки, составляет 790 кг на 1 см окружности. В действительности же критическая нагрузка была значительно ниже вследствие существования прогибов и выпучиваний в тонкостенной оболочке, образовавшихся в процессе изготовления конструкции. Уменьшение критической силы тем значительнее, чем больше отношение радиуса силоса к толщине стенки. В рассматриваемом случае критическая нагрузка для стенки силоса без учета внутреннего давления составляла 210 кг на 1 см окружности, а при учете внутреннего давления величиной $0,30 \text{ кг/см}^2 - 418 \text{ кг на 1 см окружности}$ [25].

Стыки листов силоса толщиной 5 мм были выполнены внахлест с применением болтов диаметром $1/2''$. В стыке каждый верхний пояс накладывался на предыдущий нижний, вследствие чего возникли дополнительные эксцентриситеты. Расчетную схему такого силоса можно принять в виде цилиндра со складчатой оболочкой, у которого высота складок равна половине толщины листа.

Проведенные расчеты показали, что при зависании сыпучей массы, когда нет внутреннего давления на стенку, сжимающее усилие в оболочке составляет 252 кг на 1 см окружности и практически равно теоретической критической нагрузке, равной 276 кг/см, рассчитанной для цилиндра со складками и без внутреннего давления. В этом расчете не учтены прогибы и выпучивания оболочки, которые могли образоваться во время изготовления конструкции силоса.

Пример 6.3

Автодорожный мост был выполнен в виде неразрезной трехпролетной балки с длиной пролетов $39,50 + 68 + 39,50 \text{ м}$. Пролетное строение имело высоту 2 м, что составляло $1/30$ максимальной длины среднего пролета. В поперечном сечении корыччатой балки были установлены с 3-м шагом ребристые диафрагмы, а в верхнем поясе между ними — дополнительные поперечные ребра. В продольном направлении диафрагмы были раскреплены десятью рядами решетчатых продольных связей, из которых четыре средних были расположены под осями рельсов трамвайных путей (рис. 6.3). Верхний пояс балки был выполнен в виде ортотропной плиты.

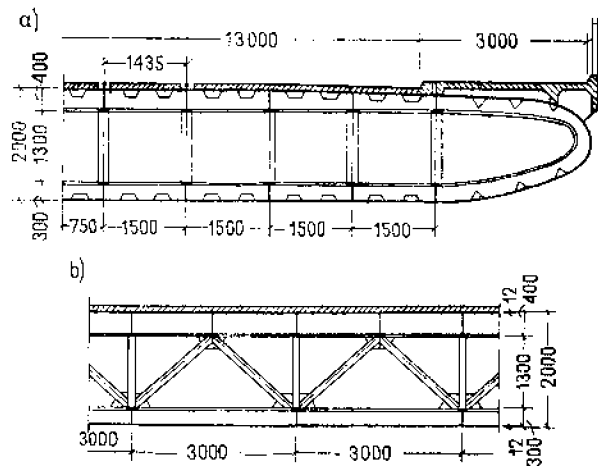


Рис. 6.3. Схема поперечного сечения моста (а) и фрагмент продольного сечения (б)

необходимость исключения высокочастотных колебаний, и с этой целью были проведены работы по исследованию и выявлению наиболее оптимального способа прикрепления трамвайных рельсов к конструкции моста.

Для тихоходных трамваев не применяется виброизоляция, рельсы соединяются непосредственно с конструкцией моста на сварке. Примененная в рассматриваемом случае резиновая подкладка под рельс оказалась малоэффективной. Во время эксплуатации возникли чрезмерные колебания моста и грохот при проезде трамваев старого типа, проходящих со скоростью свыше 20 — 30 км/ч. Уменьшение скорости движения трамваев до 15 км/ч давало снижение колебаний конструкции моста и шума.

После года эксплуатации моста было решено для снижения шума ограничить скорость передвижения трамваев до 15 км/ч. Однако это ограничение не всегда соблюдалось, поэтому продолжались высокочастотные колебания со значительными амплитудами (300 мм) и были повреждены осветительные устройства моста.

После 28 месяцев эксплуатации моста, считая и время его использования на трассе объезда, были замечены многочисленные повреждения в узлах балки (рис. 6.5).

В трубчатых стержнях решетчатых продольных связей в зоне А появились трещины как начальные, так и сквозные. На этом участке в трубе диаметром 83 мм была вырезана щель для пропуска узловой фасонки, затем трубу приварили угловыми швами по всему контуру к этой фасонке. Трещины возникли в трубе около швов в конце выреза; в зонах В, где соединяются пояса поперечных диафрагм с поясами продольных решетчатых связей, также появились трещины. Они выходили из конца стыковых швов, которым соединялись листы толщиной 12 мм, и переходили в основной материал. Несколько трещин образовалось в зоне С в стенках стоек поперечных диафрагм вблизи окончания швов на узловых фасонках.

Все трещины образовались в нижнем поясе моста в продольных связях, расположенных под трамвайными путями, идущими с южного направления, в середине среднего и крайнего пролетов. Трещины располагались на участке длиной более 10 м, на котором в стержнях расколов возникают усилия и появляются напряжения переменного знака. В продольных связях под трамвайными путями, идущими с северного направления, трещин не появлялось, что указывает на взаимосвязь между возникновением трещин и скоростью передвижения трамваев.

Всего в раскосах решетчатых продольных связей было обнаружено 120 трещин, в том числе 32 сквозные, а в нижних поясах поперечных диафрагм 80 трещин. Общее число соединений стержней решетчатых связей — 1856 и соединений нижних и верхних поясов — 300 [14, 15, 16].

В связи с обнаруженными повреждениями в конструкции моста было прекращено движение трамваев и автобусов и разрешено только передвижение пешеходов. После ремонта зон, где образовались трещины, и проведения пробной загрузки моста тихоходными трамваями был разрешен проезд только этих трамваев с временным ограничением скорости до 15 км/ч, а также автомобилей.

Трещины, образовавшиеся в узлах продольных связей, относятся к усталостным с ярко выраженными очагами появления. То, что трещины появи-

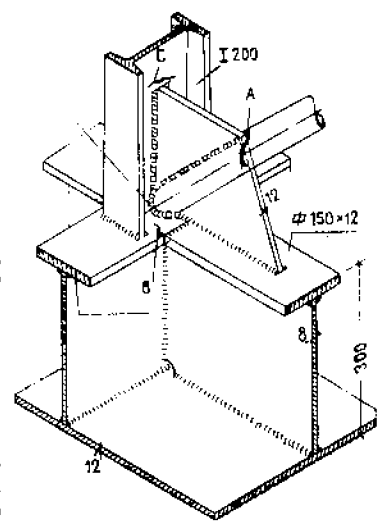


Рис. 6.5. Конструкция узла с трещинами на участках А, В, С

Непосредственно на плиту было уложено битумное покрытие толщиной 8,5 см. Пролетные строения моста опирались на средние и береговые опоры через резиновые прокладки, расположенные по осям средних продольных решетчатых связей.

Трамвайный путь был выполнен из подкрановых рельсов марки DS-65. Рельс 1 укладывался на резиновой ленте 2 толщиной 8 мм (рис. 6.4). Рельс прижимался железнодорожными лапками 3 и болтами 4 диаметром 20 мм. Колесоотбойник 5 был выполнен из уголка, а предохранительное покрытие 6 — из отрезков труб. Ограничители 7 были приварены к листам несущей плиты пролетного строения 8 толщиной 12 мм. Свободное пространство засыпало прожженным кварцевым песком, а сверху укладывали слой асфальта.

Конструкция моста была смонтирована рядом с существующим мостом и первоначально эксплуатировалась как мост на трассе объезда. После демонтажа существующей конструкции моста новая конструкция была передвинута на ось основной трассы. С северной стороны въезд на мост являлся продолжением улицы, а с южной — улица, ведущая на мост, изгибалась дугой и поднималась на некоторое возвышение. Трамваи с южной стороны въезжали на мост на полной скорости (30 — 36 км/ч). Скорость трамваев, въезжающих с северной стороны, была меньше вследствие того, что они тормозили на повороте и преодолевали значительный подъем на своем пути.

Во время эксплуатации через мост проезжали автомобили, а также трамваи двух типов. Трамвай старого типа имели слабую противовибрационную амортизацию ходовой части и вызывали большие колебания конструкций, обладающих высокой частотой собственных колебаний порядка 90 Гц. При прохождении трамваев нового типа, в которых бандажи колес были насажены на эластичные вкладки, колебаний конструкций было меньше, причем колебаний с высокой частотой (слышимой) почти не наблюдалось.

Во время проектирования стальных конструкций моста было обращено внимание на

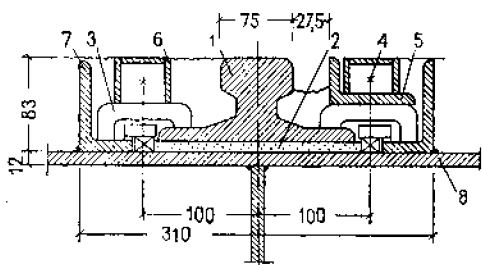


Рис. 6.4. Деталь соединения трамвайного рельса с несущим листом ортодронной плиты

во время проектирования стальных конструкций моста было обращено внимание на

лись от воздействия динамической нагрузки проезжающих трамваев, подтверждается рядом фактов. Трещины возникли только под трамвайными путями, на которых поезда развивали высокую скорость при проезде через мост, в зонах, где в стержнях появлялись напряжения переменного знака; кроме того, трещины расположены только в нижнем поясе, который хуже переносит вынужденные колебания, чем верхний пояс с вдвое меньшим пролетом.

Стальные конструкции моста были запроектированы в соответствии с нормами РН-66/В-02015 «Мосты, виадуки и путепроводы. Нагрузки и воздействия», а также с нормами РН-64/С-10050 «Автомобильные дороги. Стальные мосты. Строительство и исследование». Эти документы не предусматривают проектирование конструкций и конструирование узлов в автодорожных мостах с учетом сопротивления усталостным явлениям*. Однако динамическое влияние нагрузок от рельсового транспорта велико, и это было подтверждено результатами проведенных исследований с трамваями старого и нового типов. По нормам для железнодорожных мостов при принятых конструктивных решениях коэффициент влияния резкого изменения сечения составляет 2,5, а коэффициент усталостных явлений — 3. Отсюда вытекает, что даже при неполном нагружении элементов конструкции происходит значительная концентрация напряжений в местах перехода от шва к материалу.

Исследования напряженного состояния трубчатых стержней решетчатых продольных связей показали, что напряжения в крайних волокнах труб различны. По-видимому, вследствие жесткости узлов происходит их поворот и изгиб.

Трубы были изготовлены из стали марки R35, а листы из стали марки St3M. Это марки спокойных сталей с очень высокими пластическими свойствами. Однако в местах расположения трещин не обнаруживается признаков пластических деформаций материала, разлом имеет вид типично усталостного разрушения, как и в зонах резкого изменения сечения.

Как при любой аварии, и в этом случае причин появления повреждений в конструкции моста было несколько.

Нагружение моста трамваями, особенно старого типа с малой амортизацией, было причиной возникновения колебаний элементов конструкции моста, которые способствовали развитию усталостных явлений. Применение резиновой прокладки под рельсами трамвайного пути не исключило влияния динамических нагрузок, поэтому в конструкции моста продолжалось развитие усталостных трещин в местах изменения сечения и в концах швов.

В расчетах, проведенных в соответствии с обязательными инструкциями, и при конструировании узлов не учитывали переменного характера воздействий, и только подсчет нагрузок выполнили с применением коэффициента динамичности. При конструировании не обратили внимание на очаги особенно опасных концентраций напряжений. Хотя известно, что при воздействии переменных нагрузок в соединениях этого типа разрушения материала появляются даже при низком уровне нормальных напряжений в элементах.

После исправления поврежденных участков и года эксплуатации моста без использования трамваев старого типа были проведены исследования, которые подтвердили роль динамических нагрузок в образовании усталостных разрушений конструкций. Было выявлено напряженное состояние продольных связей, расположенных непосредственно под трамвайными рельсами и рядом с ними. Отношение напряжений в раскосах рядом стоящих продольных связей составляет 2:1. Дальнейших повреждений элементов конструкции моста выявлено не было.

На рис. 6.6 представлено рекомендуемое конструктивное решение узла нижнего пояса моста. В стыки поясов поперечной диафрагмы и продольных связей вставлена горизонтальная фасонка 1 с закругленными углами, которая способствует плавному переходу сечения, при этом концы швов отодвигаются от мест концентрации напряжений. Стыковые швы листов могут быть выпол-

* В отечественных нормах предусматривается учет усталостных явлений при проектировании автодорожных мостов [137].

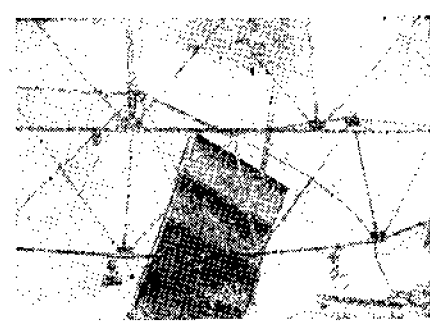
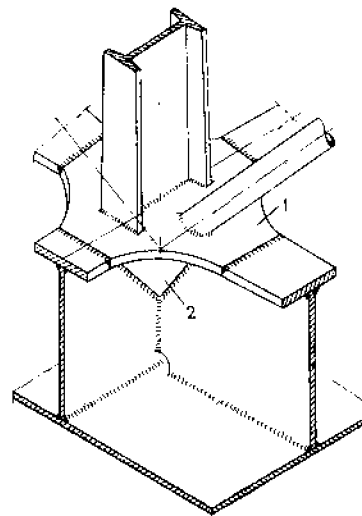


Рис. 6.8. Фрагмент разрушенной конструкции цеха [27]

Рис. 6.6. Рекомендуемая конструкция узла

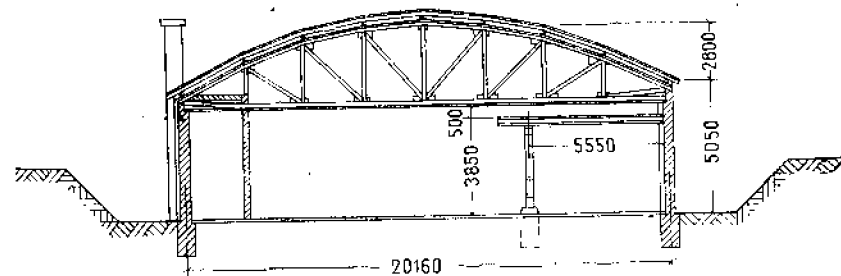


Рис. 6.7. Схема конструкции производственного цеха — поперечное сечение [27]

нены на подкладке, обеспечивающей проплав сечения. Опуская точку центрации оси раскоса, можно добиться непосредственного стыкового присоединения сечения трубчатого стержня и исключить применение вертикальной узловой фасонки. Так как трубчатые раскосы и двутавровая стойка соединены непосредственно с горизонтальным листом 1, то следует его дополнительно соединить со стенками диафрагмы и продольной связи угловыми листами 2.

Пример 6.4

Построенный в 1932 г. однопролетный цех пролетом 20,16 м и длиной 64,33 м служил помещением для производства цемента. На кирпичные стены опиралась конструкция кровельного покрытия, образованная стальными решетчатыми клепаными балками, а также прогонами, выполненными из швеллера высотой 160 мм, и стропил из уголков 12×14 см. Горизонтальные связи, выполненные из полос 50×5 мм, крепились на болтах. Кровля была выполнена из деревянных досок, покрытых толем (рис. 6.7).

После сорока лет эксплуатации цех частично разрушился. Аварии предшествовал сильный треск в конструкции обледенелой кровли, после чего на участке длиной в пять рядов начали падать покрытие и стены (рис. 6.8).

Обследования показали, что во время аварии средняя толщина обледенелого слоя из слежавшегося перемешанного с пылью снега составляла 11 см (рис. 6.9); средняя объемная масса этой корки — 1500 кг/м³, что давало нагрузку 173 кг на 1 м² площади.



Рис. 6.9. Пласт заледеневшего слоя снега с пылью [27]

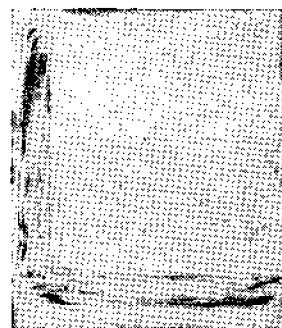


Рис. 6.10. Размещение примесей (включений) в поперечном сечении уголка (отпечаток Баумана) [27]

На основе расчетов было установлено, что, несмотря на очень значительную нагрузку на кровлю от обледеневшего снега, напряжения в несущих стальных конструкциях покрытия едва достигали 1605 кг/см² (нижний пояс фермы). Исследования образцов стали, взятых из ферм, показали, что они были выполнены из кипящей стали с большим количеством примесей, имеющей предел прочности на растяжение $R_m = 24 - 33$ кг/мм² и относительное удлинение $A_5 = 3,5 \div 7,6\%$, без ярко выраженного предела пластичности. Размещение включений в поперечном сечении уголка приведено на рис. 6.10.

Конструкция фермы имела расчетный коэффициент запаса

$$S \geq \frac{2400}{1605} = 1,5.$$

Отсюда был сделан вывод, что причиной аварии не было превышение напряжений в конструкции. Обстоятельства не позволили в этом случае провести тщательный осмотр разрушенных элементов, который всегда имеет первостепенное значение для выяснения причин аварии.

Предположительной причиной аварии были признаны дефекты материала, а также повреждения конструкции во время эксплуатации, особенно повреждения нижних поясов ферм, к которым некогда подвешивали дополнительные грузы. Причиной возникновения аварии, несомненно, явился толстый слой снега, смешанного с цементной пылью, вес которого втрое превышал нормативную нагрузку. Это привело к местному превышению напряжений на ослабленных участках фермы, а значительная хрупкость стали стала причиной внезапного разрушения конструкции [6].

В связи с описанной аварией следует заметить, что необходимо обращать внимание на опасность перегрузки кровель осадками пыли. В районе некоторых предприятий, таких, как цементные заводы и печи, пыль, оседая на влажных плоскостях кровель с шершавой поверхностью и малым уклоном, задерживается, образуя твердую корку с высокой объемной массой. При проектировании зданий в таких районах следует учитывать дополнительную нагрузку от пыли (установленную обычно техническими нормами) и по мере возможности увеличивать наклоны скатов кровли. Эксплуатируя такие объекты, необходимо регулярно удалять излишнее количество пылевых осадков и снега, чтобы не допустить перегрузки конструкции.

6.1.2. Изменение статической схемы

Строительные конструкции не требуют обычно какого-либо особого обслуживания, не считая антикоррозионной защиты, регулирования путей и исправления повреждений, поэтому следует избегать применения в них конструктивных решений, требующих постоянного наблюдения, например соединений на болтах с овальными дырами или шарнирно-подвижных опор, которые из-за коррозии или запыления иногда перестают выполнять свое назначение и таким образом могут значительно изменить статическую схему конструкции, заложенную в проекте.

По этой причине в случае необходимости рекомендуется обеспечивать необходимую свободу деформаций элементов такими конструктивными решениями, при которых не требуется постоянного ухода. В частности, применять качающиеся опоры или опоры на тягах вместо опор на валиках или болтовых соединениях с овальными дырами.

Пример 6.5

На рис. 6.11 приведена схема конструкции склада клинкера, который был построен в межвоенный период. Клинкер складывается в открытой емкости с тремя отсеками высотой 6,50 м. Для транспортирования клинкера служит мостовой кран, передвигающийся по подкрановым путям, уложенным на железобетонных подкрановых балках, которые опираются на железобетонные колонны, расположенные с шагом 6,08 м и жестко соединенные со стенками емкости. На железобетонной конструкции была собрана легкая стальная конструкция покрытия, состоящая из решетчатых рам пролетом 29,75 м, на которых уложены стальные прогоны, выполненные из двутавров как шарнирные балки. Кровля наклоном около 21% была выполнена из волнистого стального оцинкованного листа. В покрытии не было предусмотрено горизонтальных связей, вместо них в плоскости кровли были установлены в каждом ряду между рамами по две тяги диаметром 16 мм, скрепляющие прогоны (рис. 6.11, б). Продольные вертикальные связи решетчатой конструкции были установлены в плоскостях колонн рам, а также в $\frac{1}{3}$ и $\frac{2}{3}$ пролета рам (рис. 6.11, а). Железобетонные конструкции здания склада общей длиной свыше 100 м были разделены интервалами на три части. Стальные конструкции покрытия не имели интервалов.

Авария произошла зимой. Конструкция покрытия разрушилась внезапно в средней части здания и сползла вниз, увлекая за собой другие конструкции. Обрушилось все покрытие, кроме двух крайних рам, которые зацепились за мост крана (рис. 6.12). Кроме того, были повреждены подкрановые пути и один из кранов. Осмотр упавших конструкций показал, что в одном из рядов, в котором располагался стык железобетонной подкрановой балки, конструкция покрытия была полностью разорвана вдоль по оси расположения шарниров прогонов [8].

При обследовании выяснили, что в период, предшествовавший аварии, стояли сильные морозы: средняя температура была около -18°C . В день аварии дул слабый ветер, наступило некоторое потепление, и температура поднялась до -7°C . Снежный покров достигал 11 см. Кроме того, было установлено, что кровля была покрыта слоем затвердевшей цементной пыли толщиной от 40 до 105 мм, объемной массой 1700 кг/м³.

Оцинкованный настил кровли был выполнен из низкоуглеродистой стали с пределом текучести $R_p = 25 - 30$ кг/мм² и пределом прочности на растяжение $R_m = 38 - 43$ кг/мм².

Расчеты показали довольно значительную перегрузку элементов покрытия. В некоторых поясах и раскосах решетчатых рам напряжения в момент аварии составляли от 1850 до 2650 кг/см². Одновременно в некоторых заклепочных соединениях срезающие напряжения значительно превышали допустимые величины. Перегрузка конструкции произошла главным образом вследствие:

скопления цементной пыли на поверхности кровли из-за малого наклона ската, а также волнистой формы поверхности листов и высокого коэффициента трения пыли о кровлю;

изменения статической схемы главных несущих элементов каркаса покрытия во время эксплуатации объекта.

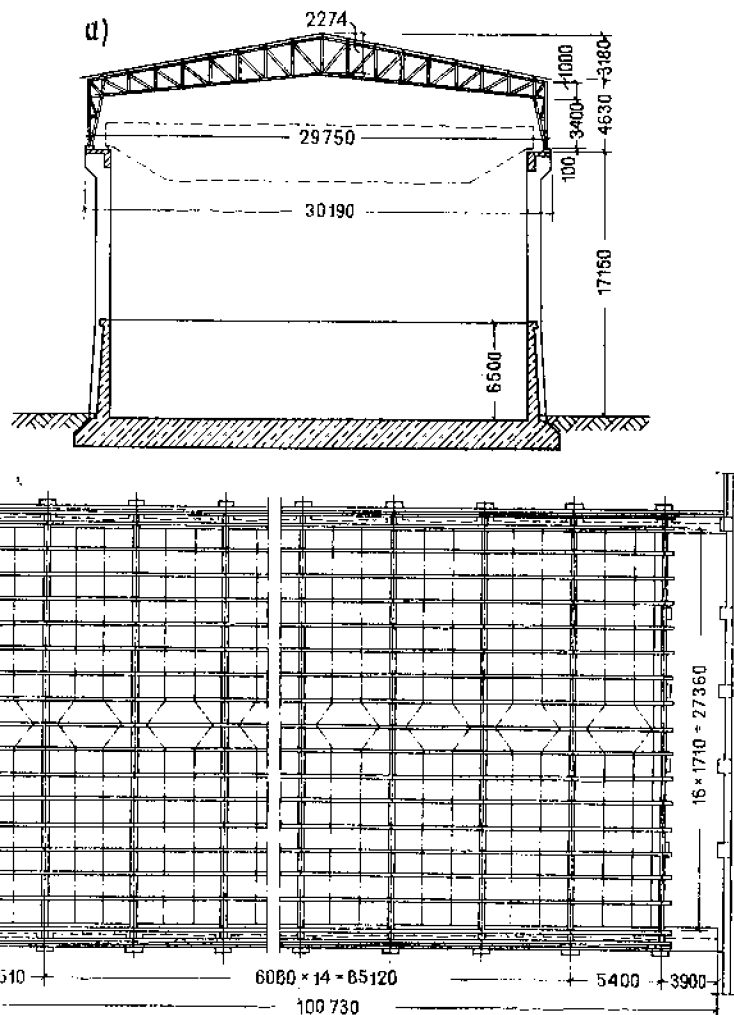


Рис. 6.11. Схема конструкции склада клинкера [44]
а — поперечное сечение; б — план

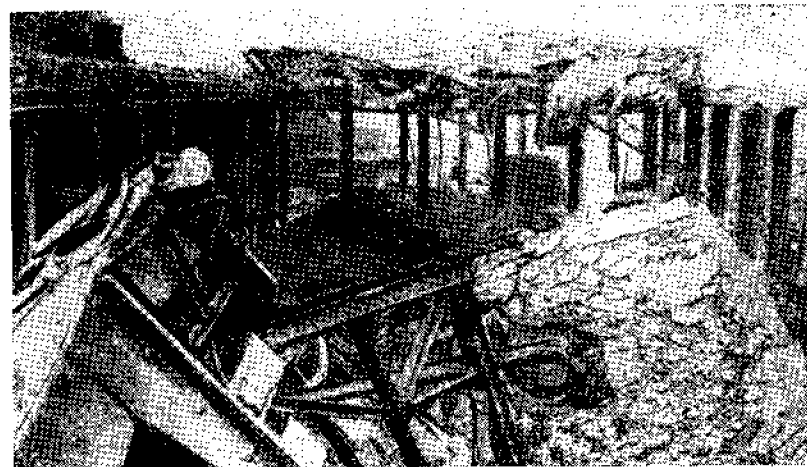


Рис. 6.12. Вид разрушенной конструкции покрытия [44]

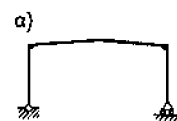


Рис. 6.13. Рамная система покрытия
а — расчетная схема рамы по проекту; б — вид шарнирно-подвижной опоры после расчистки

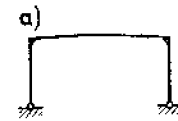
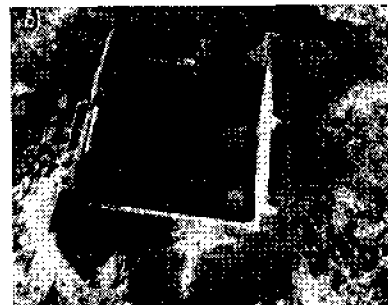


Рис. 6.14. Рамная система покрытия во время эксплуатации
а — расчетная схема рамы; б — вид шарнирно-подвижной опоры замонтированной



Главный несущий элемент был запроектирован и выполнен как статически определимая рама с одной шарнирной опорой, а другой — шарнирно-подвижной (рис. 6.13, а). Эта схема была воплощена в жизнь, и одну из опор выполнили в виде катков, помещенных в металлический ящик (рис. 6.13, б). В действительности же вследствие постепенного оседания большого количества цементной пыли и затекания воды от осадков подвижный шарнир был забетонирован, т. е. заменен неподвижным (рис. 6.14, а, б).

Изменение схемы двухшарнирной статически определимой рамы на раму статически неопределимую имело в этом случае серьезные последствия. Конструкции рамы получили значительные дополнительные напряжения от температурных воздействий, а также от горизонтальных боковых сил при работе крана. Кроме того, динамические нагрузки от работы крана ослабили

соединения волнистых листов кровли, которые выполняли роль горизонтальных связей покрытия (отверстия приняли овальную форму). Динамические воздействия ослабили также шарнирные соединения прогонов, особенно по осям, где были расположены интервалы и деформации были наибольшими. Вследствие ослабления соединений листов кровли и прогонов при полном отсутствии горизонтальных связей решетчатые рамы потеряли устойчивость в горизонтальном направлении, что и привело к катастрофе. Вследствие полного разрушения конструкции кровли невозможно было восстановить.

Описанная авария является типичным примером влияния условий эксплуатации на работу конструкции.

6.2. ДЛИТЕЛЬНОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ РАЗРУШАЮЩИХ ФАКТОРОВ

Естественное старение стали является процессом постепенным и не имеет практического значения для обычных строительных объектов. Износ стальных конструкций во время долговременной эксплуатации зависит от действия неблагоприятных факторов, к которым прежде всего следует отнести коррозию, причиной которой является агрессивная среда; усталостные явления, вызванные действием переменных нагрузок; высокие температуры.

6.2.1. Коррозия стали

Коррозией называется процесс разрушения металла вследствие химического или физико-химического воздействия среды. Коррозия приводит к очень большим убыткам, которые оцениваются ежегодно в 10 ÷ 25 млн. т стали. Еще большими являются косвенные убытки, которые вызваны исключением объектов из производственного процесса в связи с необходимостью восстановления антикоррозионного покрытия.

Одной из самых значительных аварий этого типа было коррозионное разрушение трубопроводов отопительной сети г. Варшавы общей длиной в несколько десятков километров. Процесс коррозии был ускорен действием теплоизоляции труб, выполненной из асфальтового порошка. Замена труб, поврежденных коррозией, стоимость которых была очень высока, привела также к длительным перерывам в эксплуатации сети.

Известны другие примеры агрессивного воздействия на сталь материалов, примененных в качестве теплоизоляции или противопожарного покрытия стальных конструкций, особенно материалов с содержанием шлака.

Характерен тот факт, что большинство аварий, причиной которых явилось коррозионное разрушение несущих элементов, произошло внезапно без каких-либо предварительно замеченных деформаций конструкций, несмотря на то, что сечения элементов уменьшались постепенно. Это явление можно объяснить неравномерностью уменьшения сечений при их коррозии и наличием выемок в сечении. В зависимости от формы элементов и узлов несущее сечение конструктивных элементов на некоторых участках

разрушается значительно быстрее, и это не проявляется заметными деформациями конструкций. В момент возникновения в этом сечении критического состояния происходит внезапное разрушение элемента как при хрупком разрушении. Об этом свидетельствует авария цеха (пример 6.6), а также авария водосборника (пример 6.9).

Большое влияние на скорость протекания процесса коррозии оказывает форма сечений конструктивных элементов. К ошибкам, наиболее часто допускаемым при конструировании, относятся:

1. Конструирование сопряженных элементов с пазухами, труднодоступными для очистки и покраски, как при изготовлении, так и при обслуживании во время эксплуатации (рис. 6.15). Например, сечения из профилей, изображенные на рис. 6.15, *a* и *b*, не должны применяться в повышенных агрессивных средах, так как процесс коррозии будет значительно ускорен (см. пример 6.6). Чтобы создать надлежащие условия для очистки и восстановления коррозионного покрытия, следует соблюдать расстояние между профилями

$$g \geq \frac{h}{6}$$

и не менее 50 мм. Сечения, приведенные на рис. 6.15, *d* и *e*, могут применяться в неагрессивной среде при условии сохранения расстояния между профилями $a \geq 80$ мм; сечения, изображенные на рис. 6.15, *c* и *f*, не следует применять.

2. Применение элементов, образующих открытые сверху желоба, в условиях, при которых в них может собираться пыль и влага (рис. 6.16). Процесс коррозии таких элементов протекает ускоренным темпом.

3. Использование узлов в форме «корзин», труднодоступных для ухода и создающих благоприятные условия для скапливания влаги (пример 6.8).

4. Создание замкнутых сечений, особенно трубчатых и коробчатых, со щелями, доступными для проникания влаги и недоступ-

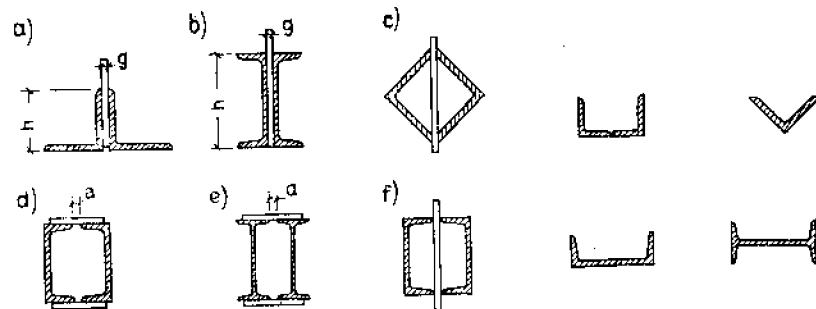


Рис. 6.15. Поперечное сечение сопряженных элементов с пазухами, труднодоступными для очистки и окраски

Рис. 6.16. Нерекомендуемое расположение профилей, приводящее к интенсивной коррозии

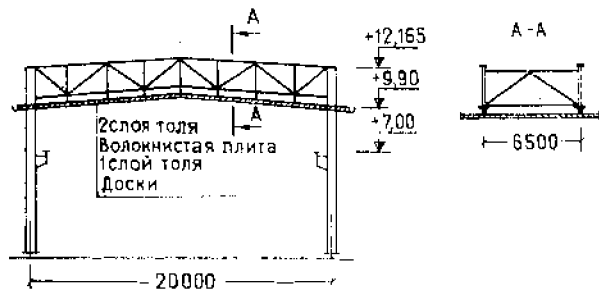


Рис. 6.17. Схема конструкции производственного цеха после восстановления

ными для осмотра. К таким конструкциям относятся коробчатые балки кранов, работающих на открытом воздухе, с отверстиями под болты; конструкции транспортных галерей с замкнутыми пространствами между площадками и оболочкой галереи; стержни трубчатых конструкций, открытые на концах, и т. п.

5. Применение прерывистых швов в конструкциях, расположенных на открытом воздухе или в условиях среды с повышенной агрессивностью.

6. Замоноличивание стальных стержней в бетон при возможности скопления вокруг них влаги, или выполнение вокруг стальной конструкции такой засыпки, при которой отсутствует возможность осушать ее и осуществлять правильный уход за конструкцией (пример 6.7).

Пример 6.6

1. Оснащенный краном отдельно стоящий цех пролетом около 20 м, построенный до войны, был выполнен с применением стальных несущих конструкций. Стержни ферм покрытия цеха из уголков имели сечение, приведенное на рис. 6.15, а. Иссушая часть кровли представляла собой армированную керамико-бетонную плиту. В зимние месяцы 1960 г. произошло внезапное обрушение конструкции покрытия на значительной площади цеха. Развитие аварии задержал мостовой кран.

Причиной аварии было значительное ослабление сечения стержней ферм из-за воздействия агрессивных паров от травильных ванн. Вследствие неудачной конструктивной формы элементов фермы узкие промежутки между уголками не давали возможности производить очистку и восстановление окраски на внутренних поверхностях уголков.

Демонтаж конструкций всего строения, которое находилось в угрожающем состоянии, проводился с помоста крана, установленного снаружи, и был очень затруднен из-за сложности разборки керамико-бетонной плиты. Цех был заново отстроен с применением более удачных конструктивных решений. Кроме того, чтобы защитить несущие стальные конструкции покрытия от действия агрессивной атмосферы цеха, под ними устроили защитный экран, выполненный из деревянных досок (рис. 6.17).

2. В другом случае в цехе электролиза цинка в подобной же агрессивной среде после более чем десяти лет эксплуатации площадь сечения уголков в несущих элементах (рис. 6.15, а) уменьшилась так значительно, что концы полков уголков имели толщину 1 мм.

Пример 6.7

Конструкции стального каркаса котельной, входящей в состав комплекса теплоэлектроцентрали, были построены в 1939 г. Исследования, проведенные после тридцати лет эксплуатации, показали, что в конструкциях имеются угрожающие аварии серьезные повреждения, главным образом элементов

конструкций, расположенных внизу здания, т. е. в районе расположения сборника золь, где действуют исключительно неблагоприятные агрессивные факторы.

При гидравлической очистке от золь сборников, размещенных под котлами, горячий шлак с водой, удаляемый по каналам, расположенным в полу помещения, в случае засорения каналов высыпается и покрывает толстым слоем пол, непосредственно соприкасаясь со стальными колоннами.

Обследования показали, что башмаки колонн подверглись очень сильной коррозии, причем разрушение достигало 50 — 100% толщины листов и стальных профилей (рис. 6.18).

В основаниях некоторых колонн со сплошными стенками образовались глубокие выемки от коррозии и даже сквозные дыры в стенках (рис. 6.19). Разрушение коснулось также решетчатых колонн (рис. 6.20).

Кроме того, некоторые элементы покрытия также подверглись значительной коррозии, а нижние полки двутавровых балок покрытия полностью разрушились [29].

Главным агрессивным фактором среды была вода с примесью ряда химических веществ (в числе прочих — поваренной соли и соляной кислоты). В результате плохого состояния изоляции, а также негерметичности трубопроводов и каналов атмосфера в помещении была перенасыщена влагой (относительная влажность воздуха достигла 95% при температуре 15 — 35° С).

Пример 6.8

В 1959 г. были построены два автодорожных моста с решетчатыми стальными главными фермами. В течение пяти с половиной лет эксплуатации они существенно разрушились от коррозии. Конструкция подвергалась атмосферным воздействиям, а также воздействию дыма и копоти от паровозов, проезжавших вблизи моста [69].

Решающую роль в ускоренном коррозионном разрушении сыграла нерациональная форма конструктивных элементов. Главные балки крайних пролетов были выполнены в виде коробчатого сечения из двух двутавров, сваренных по всей длине и закрытых по концам негерметичными перегородками. В этих балках возле опор были вырезаны монтажные проемы, через которые внутрь коробчатого сечения попадала влага. Балки средних пролетов были решетчатой конструкции. Типовое расположение стержней и решение узла показаны на рис. 6.21. Пояс состоял из двух расположенных горизонтально двутавров, которые образовали желоба, где скапливалась вода и пыль.

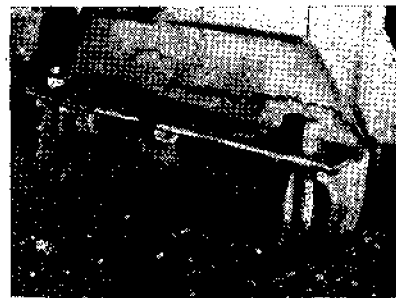


Рис. 6.18. Башмак колонны, разрушенный коррозией [29]



Рис. 6.19. Коррозионные разрушения в основании колонны со сплошной стенкой [29]



Рис. 6.20. Коррозионные разрушения в основании решетчатой колонны [29]

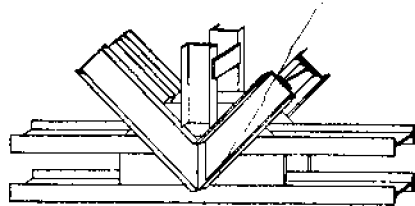


Рис. 6.21. Схема узла решетчатого моста

Подобные недостатки имели и конструкция раскосов, представляющая собой наклонные желоба, подводящие воду к узлу, выполненному в виде открытой емкости, собирающей воду, пыль и т. п. В этих условиях процесс коррозии проходил в три раза быстрее, чем обычно, и за год сечение двутавровых поясов уменьшилось на 0,28 — 0,33 мм.

Пример 6.9

Цилиндрический резервуар для воды емкостью 3000 м³ был сооружен без проектной документации и расчетов на прочность. Резервуар имел диаметр 18,98 м и высоту 11,80 м. Вследствие сильной местной коррозии напряжения в нижней части оболочки резервуара значительно возросли и превысили предел текучести стали. Произошло внезапное разрушение оболочки по всей ее высоте. Под влиянием напора стремительно вытекающей из резервуара воды произошел отрыв оболочки от дна и крыши, при этом часть листа размером 11,80 × 6 м была отброшена на расстояние 30 — 50 м. Катастрофа развивалась столь стремительно, что крыша упала на дно резервуара практически без боковых перемещений. Сильный поток воды из резервуара произвел значительные разрушения на близлежащих участках [19].

6.2.2. Усталостное разрушение стали

Усталостные явления происходят в стальных конструкциях, которые подвергаются действию переменных нагрузок с большим числом циклов. К ним в основном относятся конструкции, на которых расположены различные машины и оборудование (конструкции кранов, подкрановые балки, несущие конструкции прессов и вентиляторов, производственные настилы под различные устройства, которые вызывают циклические динамические воздействия, и т. п.), а также дорожные и железнодорожные мосты. Усталостным явлениям могут подвергаться также стальные конструкции таких гибких сооружений, как мачты, башни, трубы, а также высокие здания, подверженные колебаниям под действием ветра.

В общем случае за исходную усталостную прочность принимается величина разрушающего напряжения, определенного на образцах стали при числе циклов в изменении направления нагрузки, равном $N = 2 \cdot 10^6$, и при следующем отношении ρ , $\sigma_{\text{мин}}$ и $\sigma_{\text{макс}}$:

для пульсирующих нагрузок

$$0 < \rho = \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}} < 1;$$

для колебательных нагрузок

$$-1 < \rho = \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}} < 0.$$

Основным принципом конструирования стальных конструкций, работающих при переменных нагрузках, является исключение всякого рода резких изменений площади сечения, т. е. конструктивная форма сечения и соединений должна быть плавной. Тот же принцип должен соблюдаться и при изготовлении конструкции.

Особое внимание следует обратить на качество выполнения сварных соединений. Основы правильного конструирования и изготовления конструкций, а также наиболее часто допускаемые ошибки рассмотрены в работах [65, 90]*.

Повреждения, возникшие в результате превышения усталостной прочности материала, особенно часты в подкрановых балках. Усталостное разрушение иллюстрируют пп. 3.10, 3.11, 3.12, 3.17, 3.19 и 6.3.

Для более полной иллюстрации ниже приведены еще два примера аварий, связанных с усталостью материала.

Пример 6.10

Кран-перегрузатель обслуживал склад сыпучих материалов. Кран имел пролет 76,35 м и две консоли по бокам длиной 32 и 37 м; общая длина главной балки составляла 145,35 м (рис. 6.22). Под консолью со стороны жесткой опоры размещалась эстакада с бункерами; грузовая тележка крана транспортировалась в эти емкости материал (уголь, руду и т. п.).

Конструкция моста крана состояла из двух главных плоских ферм, соединенных в уровне верхних поясов решетчатыми связями. В продольном

* В отечественной литературе эти вопросы рассматриваются в работах [103, 118, 119, 140].

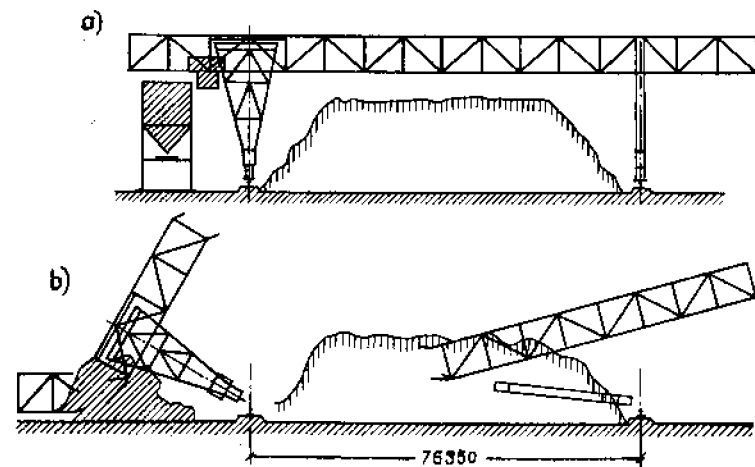


Рис. 6.22. Схемы конструкции портального крана во время работы (а), после аварии (б)

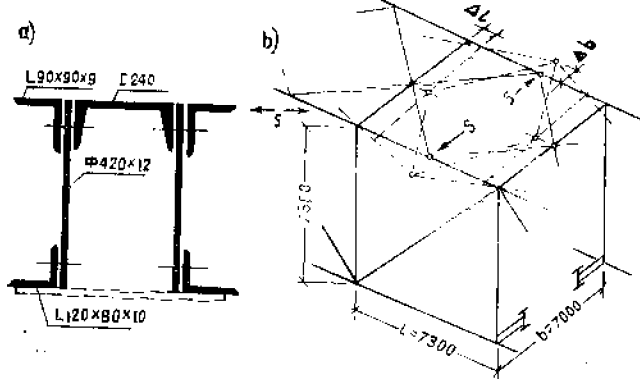


Рис. 6.23/ Схема конструкции главной балки крана
 а — сечение верхнего пояса главной балки; б — деформация горизонтальных связей в главной балке

направлении через каждые 7,30 м к узлам и жнего пояса были прикреплены решетчатые поперечные рамы, на которых были подвешены ездовые балки под пути грузовой тележки. Масса тележки при нормативной загрузке составляла около 142 т.

Мост крана опирался на четыре опорные плиты жесткой опоры и шаровой шарнир качающейся опоры. В центре жесткой опоры по оси моста располагался шкворень, вокруг которого мост крана мог поворачиваться. Такая конструкция опор дает возможность крану перекашиваться без скручивания моста.

Соединения конструкций крана были выполнены на заклепках. Сварные швы были применены только в заводских соединениях листов и профилей в стержнях главной фермы и, кроме того, для соединительных планок открытой части сечения поясов. Соединительные планки приваривали угловыми швами. Для изготовления конструкции применили кипящую сталь St37. Принимая во внимание тяжелый и непрерывный режим работы крана, при расчете конструкций учитывался коэффициент динамичности, равный 1,4; допускаемые напряжения принимались равными 1600 кг/см². При подборе сечений элементов конструкции не вводились коэффициенты, учитывающие влияние концентрации напряжений и усталости материала в соответствии с действовавшими в то время нормами.

После десяти лет эксплуатации произошла авария крана (рис. 6.22, б). Когда тележка крана находилась на консоли со стороны эстакады, оба верхних пояса главной балки разорвались точно в середине пролета крана.

Часть конструкции с жесткой опорой разрушила бункер и эстакаду, причем в момент падения конструкции произошел обрыв нижних поясов балки, а также ездовых балок и элементов путей тележки. Конструкция крана массой около 1000 т была разрушена до такой степени, что не могла быть восстановлена.

Для выяснения причин аварии проанализируем работу верхнего пояса главной фермы. Пояса рассчитаны только на восприятие нормального усилия, которое возникает в результате действия на ферму вертикальных и горизонтальных нагрузок (рис. 6.23). Стержни горизонтальных связей соединяются с верхним поясом в главных узлах, а также между этими узлами. Под действием горизонтальных нагрузок происходит прогиб Δ пояса в горизонтальной плоскости, обусловленный неудачной конструкцией горизонтальных связей. При этом на пояс действуют дополнительные изгибающие моменты, а напряжения в сечении периодически меняются в зависимости от положения тележки на мосту крана.

Авария произошла при температуре наружного воздуха несколько ниже 0° С при порывах ветра силой до 15 м/с. Когда тележка находилась на консоли, в верхнем поясе появились растягивающие напряжения. Обследование выявило, что разрыв верхнего пояса имеет вид усталостного разрушения

и находится возле угловых швов, соединяющих перемычки. Длина излома нарастала постепенно и ко времени окончательного разрыва охватила значительную часть площади сечения пояса. Очаги образования усталостных трещин располагались также вблизи отверстий под заклепки.

Сталь, примененная для изготовления конструкций, обладала низкой ударной вязкостью при отрицательных температурах с большим разбросом значений, а также отличалась значительной неоднородностью структуры.

Причиной аварии конструкции явилась перегрузка верхних поясов при переменных нагрузках из-за неправильного расположения стержней в горизонтальных связях. Сопутствующими причинами аварии были плохие пластические свойства материала конструкций при пониженной температуре, а также неправильное расположение швов.

Работа верхних поясов была бы более эффективной, если бы для горизонтальных связей применили систему перекрещивающихся раскосов с дополнительной распоркой в середине.

Пример 6.11

В пятидесятых годах были построены два крана-перегрузателя на складе руды. Каждый из них представлял собой конструкцию, аналогичную описанной в примере 6.10, с тележкой грузоподъемностью 30 т, передвигающейся по рельсам со скоростью 260 м/мин и поднимающей ковш со скоростью 63 м/мин. Краны имели пролет 76,20 м, общая длина моста с учетом консолей по обеим сторонам составляла 130 м. К решетчатой главной ферме были подвешены ездовые балки для передвижения грузовой тележки с ковшом. Эти балки были выполнены неразрезными с пролетами 7,50 м и имели сварное двутавровое сечение (рис. 6.24). Рельсы подкранового пути первоначально были соединены с верхним поясом балки болтами. После десятилетнего периода эксплуатации в угловых швах, соединяющих верхние пояса балок со стенками, были обнаружены локальные трещины, переходящие в некоторых местах на основной металл стенки. После устранения повреждений в швах и листах рельсы прикрепляли к верхним поясам балок для увеличения их жесткости. Через короткое время работы крана в балках появились новые трещины, которые группировались у мест расположения стыков рельсов (в местах стыков рельсы не были сварены). Трещины в швах и в этом случае переходили в основной металл листов верхнего пояса и стенки.

В верхнем поясе балки трещины образовались возле отверстий под заклепки, расположенных на концах рельсов (рис.6.25). В этом случае зазубрины у отверстий под заклепки являлись очагами возникновения усталостных разрушений (рис. 6.26). Ездовые балки были изготовлены из кипящей стали St37. Исследования показали низкую ударную вязкость стали и высокую температуру ее перехода в хрупкое состояние. Особенно низкая ударная вязкость, свидетельствующая о сильном старении материала, была обнаружена в материале поясов, выполненных из листов толщиной 30 мм (рис. 6.27).

Непосредственной причиной появившихся повреждений было наличие стыков в рельсах, которые располагались по всей длине балки и были приклепаны к ней. В связи с этим наблюдались резкое изменение жесткости несущего сечения на участках балки у стыков рельсов и концентрации напряжений. Заклепки, соединяющие концы рельсов с балкой, были также перегружены. Вследствие частых изменений нагрузок и низких пластических свойств материала в зонах

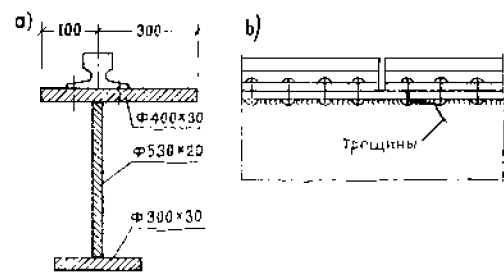


Рис. 6.24. Подкрановая балка
 а — усредненное сечение; б — фрагмент бокового вида в месте стыка рельсов

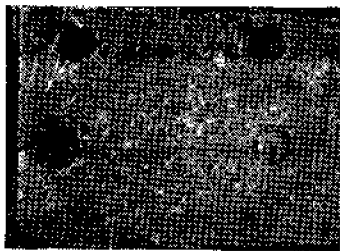


Рис. 6.25. Трещины в металле у отверстий под заклепки в верхнем поясе балки



Рис. 6.26. Усталостный излом верхнего пояса балки

около отверстий образовались усталостные трещины, которые привели к дальнейшим повреждениям.

В другом кране-перегрузателе рельсы путей под грузовую тележку были прикреплены таким же способом на заклепках, но стыки рельсов были проварены. После десяти лет интенсивной эксплуатации в три смены обнаружилось многочисленное повреждение путей. Некоторые сварные стыки рельсов полопались по всему сечению, в основном в зонах термического влияния. После заварки поврежденных стыков через некоторое время появились новые трещины. Кроме того, в соединениях рельсов с верхними поясами балок было обнаружено большое количество ослабленных заклепок (до 70% в зоне опирания моста на качающуюся опору).

Контрольные расчеты ездовой балки, как неразрезной на жестких опорах, с учетом коэффициента динамичности 1,435, а также горизонтальных сил инерции показали, что напряжения в сечении без учета сечения рельса не превышали значения 1400 кг/см^2 . Если учесть, что рельс работает совместно с балкой, то нормальные напряжения в его крайних волокнах составили $\sigma = 780 \text{ кг/см}^2$, а срезающие напряжения в заклепках $\tau = 950 \text{ кг/см}^2$.

После учета упругой податливости опор балки вследствие деформативности консолей поперечных рам и главных ферм моста эти напряжения увеличивались приблизительно на 10%. Контрольные расчеты не выявили, что же было причиной образовавшихся повреждений, поскольку усталостная прочность хорошо выполненного сварного стыка рельса составляет от 1800 до 2200 кг/см^2 .

Было установлено, что причиной образования усталостных трещин являются высокие напряжения, образующиеся в месте сварного стыка рельса, вследствие жесткого прикрепления его заклепками к балке. Концы обоих рельсов вначале сваривались встык, а затем на длине около 500 мм от шва в обе стороны приклепывались. Однако при такой жесткости рельсов не обеспечивалось плотное прилегание рельса к балке в месте стыка.

Плохая подгонка рельсов к балке вследствие их большой жесткости являлась и основной причиной ослабления заклепок. Расчеты показывают, что даже просвет в 1 мм между рельсом и верхним поясом балки на длине 1 м или на ширине подошвы рельса не может быть затянута

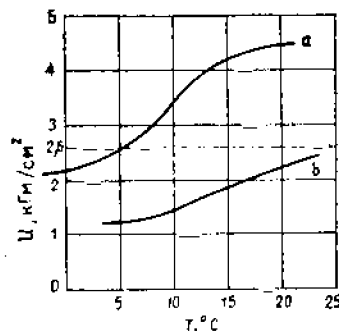


Рис. 6.27. График изменения ударной вязкости материала при испытании образцов с надрезом «Шарли» в зависимости от температуры

a — стенка балки; b — пояс балки

стягивающим усилием заклепок. В действительности же вследствие сварочных деформаций, а также отклонений в размерах элементов следует считать, что просветы были еще более значительными. Соединение, выполненное подобным образом, не обеспечивает совместной работы рельса и балки. При проезде колес грузовой тележки, создающих усилие 36 т, неплотные соединения «пружинят», вызывая сначала оседание рельса, затем упругое его поднятие с резким ударом на шляпки заклепок. При этом происходит обмятие заклепок.

Дальнейшая эксплуатация крана была возможна только после проведения полной замены балок; были применены балки увеличенной жесткости, к которым рельсы прикреплялись на лапках и болтах.

Переменные нагрузки от работы кранов с большой интенсивностью эксплуатации обычно приводят к значительным повреждениям и износу подкрановых балок (к которым можно отнести и балки под пути грузовой тележки) уже через 15—20 лет эксплуатации. При проектировании таких конструкций не всегда учитывают сложные условия их работы. В типовых конструктивных решениях главных ферм кранов-перегрузателей большого пролета ездовые балки рассматриваются как отдельный, независимый от конструкции главной фермы несущий элемент. В действительности же эти балки опираются на нижний пояс решетчатой главной фермы и соединены с ним связями и диафрагмами. Все эти элементы также деформируются под действием движущейся тележки, участвуя в передаче нагрузок. Это положение исключительно важно для выяснения действительного характера работы ездовой балки, но оно до сих пор еще недостаточно разработано*.

При больших массах грузовых крановых тележек, а также при больших сосредоточенных нагрузках, передаваемых через колеса на балку, в поясах и стенке сварных подкрановых балок создается сложная система напряжений. Балки подкрановых путей подвергаются действию переменных нагрузок, отличающихся большой частотой. При плохом состоянии пути возрастает коэффициент динамичности как для стальных конструкций пути, так и для всей поддерживающей конструкции.

Из проведенных наблюдений за поведением конструкций путей и подкрановых балок во время эксплуатации можно сделать следующие выводы. Для изготовления подкрановых балок следует применять спокойные стали. Независимо от того, включен ли рельс в несущее сечение балки или не включен, рельсы между собой должны быть сварены или соединены каким-либо другим способом, обеспечивающим непрерывность сечения. Если давление колеса превышает 25 т, соединение верхнего пояса со стенкой для сварной подкрановой балки двустороннего сечения следует выполнять с полным проваром сечения и двусторонней разделкой кромок, а не угловыми швами. Соединения же рельса с балкой с помощью заклепок не должны применяться из-за трудностей правильного их выполнения, а также из-за сложности, возникающих при замене рельса. Если рельсы между собой соединены на сварке, то прикрепление их необходимо осуществлять с помощью прижимных болтов, лапок или другим способом, допускающим малые перемещения рельса по отношению к балке в плоскости стыка. Только в случае легких кранов, работающих с невысокой интенсивностью, рельс может быть соединен с балкой сварными швами при условии соблюдения соответствующей технологии сварки**.

6.2.3. Воздействие высоких температур

Авариям, связанным с воздействием высоких температур, подвержены главным образом стальные конструкции котлов, а также

* Рекомендации по расчету и проектированию ездовых балок кранов-перегрузателей даны в работе [131, 132].

** Рекомендации по проектированию стальных подкрановых конструкций приведены в работе [139].

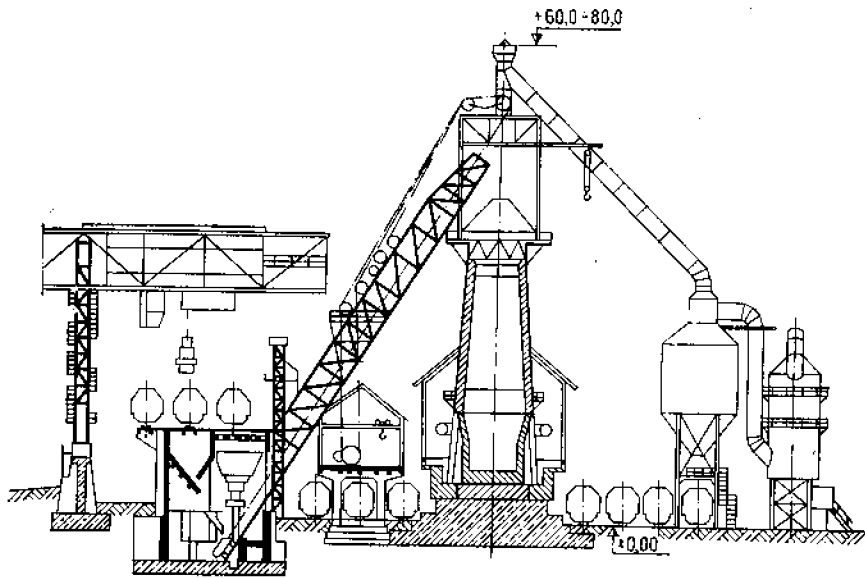


Рис. 6.28. Схема конструкции доменного комплекса (кожух доменной печи является также и несущей конструкцией)

ряда агрегатов металлургической промышленности, например каркасов мартеновских печей, кожухов доменных печей, работающих в особо тяжелых условиях.

Пример 6.12

Кожух доменной печи, выполняющий одновременно роль технологического агрегата и несущей конструкции, сооружается из листов толщиной до 50 мм (рис. 6.28). На кожух печи передаются нагрузки от веса различного оборудования, а также конструкций, служащих для монтажа этого оборудования и от транспортера шихтоподачи.

Работа кожуха печи очень сложна. Кроме внешних нагрузок он воспринимает также внутренние нагрузки давления шихты, загруженной в печь. Это горизонтальные нагрузки, возникающие от свода, который часто образуется во время зависания грузочного материала; динамические нагрузки, возникающие при обрушении свода, а также силы, возника-

ющие от действия высоких температур на футеровку печи. В печах, проектируемых в последнее время, предусматривается нагнетание горячего воздуха под повышенным давлением до 4 атм. Футеровка и кожух печи охлаждаются водой.

При неправильной эксплуатации доменной печи или при отказе системы охлаждения кожух подвергается непосредственному воздействию высоких температур, вследствие чего возникают деформации его листов в виде выпучиваний и сильной волнистости. Величина этих деформаций может быть очень значительна. В некоторых случаях образуются складки высотой от -200 до -350 мм относительно первоначальной поверхности оболочки (рис. 6. 29). Вследствие волнистости листов оболочки происходит изменение высоты печи и отклонение ее от вертикали. Эти деформации приводят к неправильной работе засыпного оборудования, которое смонтировано на специальной площадке, расположенной по оси печи.

Столь большие деформации недопустимы, поскольку конструкция доменной печи может потерять устойчивость, поэтому производят ремонт и усиление конструкции, выполняют частичную или полную замену листов оболочки. При усилении кожуха приваривают ребра жесткости на образовавшихся складках, а также делают дополнительные раскрепления для выравнивания площадки, под оборудование. Иногда листы кожуха и приваренные ребра нагреваются до разных уровней температур и это приводит к дальнейшим деформациям.

Авария кожуха доменной печи или необходимость его периодического ремонта связаны со значительными производственными убытками. С этой точки зрения более выгодна конструкция доменных печей, в которых площадка под оборудование со всеми верхними конструкциями опирается на колонны, не связанные с кожухом печи. При таком решении оболочка печи отделена от несущей конструкции. Увеличение массы конструкции вследствие применения дополнительных несущих элементов компенсируется увеличением срока эксплуатации печи между ремонтами, а также более благоприятными условиями ремонта самой оболочки без угрозы потери устойчивости несущей конструкции*.

* Рекомендации по проектированию металлических конструкций доменных печей приведены в работах [142, 143].

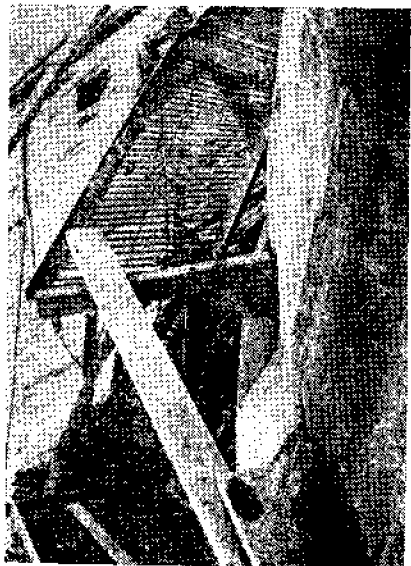


Рис. 6.29. Вид деформации листов оболочки печи