



М. М. САХНОВСКИЙ, А. М. ТИТОВ

**УРОКИ АВАРИЙ
СТАЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**

М. М. САХНОВСКИЙ, А. М. ТИТОВ

УРОКИ АВАРИЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ИЗДАТЕЛЬСТВО «БУДІВЕЛЬНИК»
КИЕВ — 1969

Уроки аварий стальных конструкций. Са х н о в-
ский М. М., Т и т о в А. М.

В книге рассмотрены примеры аварий стальных конструкций: каркасов промышленных зданий, специальных сооружений и металлоконструкций тяжелого и кранового машиностроения; приведена методика расследования аварий стальных конструкций и освещены вопросы расчетов и проектирования усиления недостаточно надежных конструкций, находящихся под нагрузкой; разработаны основные правила эксплуатации стальных конструкций промышленных зданий и сооружений, обеспечивающие их надежность и долговечность; приведены данные о влиянии различных агрессивных сред и рекомендации по защите стальных конструкций от коррозии лакокрасочными покрытиями.

Книга рассчитана на инженеров и техников, занимающихся проектированием, изготовлением, монтажом и эксплуатацией стальных конструкций производственных зданий и сооружений, а также металлоконструкций тяжелого и кранового машиностроения.

Таблиц — 22, рисунков — 81, библиография из 15 позиций.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Стальные конструкции широко применяются в зданиях и сооружениях предприятий тяжелой индустрии, особенно при большой величине пролетов, значительных нагрузках, тяжелых режимах эксплуатации и сложных грунтовых условиях. Десятки миллионов тонн стальных конструкций эксплуатируются в многочисленных промышленных предприятиях, обслуживая технологические процессы производства в различных отраслях промышленности.

Высокая механическая прочность стального проката, точные методы расчета сооружений и большой опыт проектирования, квалифицированный технический контроль при изготовлении и монтаже обеспечивают надежность и долговечность стальных конструкций.

Однако в процессе строительства и эксплуатации все еще имеют место случаи аварийного состояния и обрушения элементов стальных конструкций и даже отдельных пролетов зданий и целых сооружений.

Как правило, это является следствием ошибок в проектах, дефектов металлопроката, некачественного изготовления или монтажа, а также нарушения правил эксплуатации.

Аварии стальных конструкций служат поучительными уроками для проектировщиков, строителей и научных работников. Внимательное исследование и выявление причин потери несущей способности и обрушения конструкций позволяет сделать целый ряд выводов, на основании которых уточняются нормативные и предельные нагрузки на конструкции, совершенствуются методы расчетов и возникают новые задачи теории сооружений, улучшаются конструктивные формы и общие проектные решения зданий и сооружений, определяются меры по улучшению качества и совершенствованию технологии изготовления и монтажа стальных конструкций, выясняются возможности и ограничения эксплуатации конструкций, возникают новые вопросы по исследованию работы стали при отрицательных температурах, перехода стали в хрупкое состояние, появления усталостных трещин, ползучести, работы в пластической стадии и т. п.

По материалам изучения и обобщения опыта расследования аварий и аварийных состояний стальных конструкций в настоящей работе сформулированы методические указания по расследованию аварий, усилению и эксплуатации стальных конструкций.

В главах I, II и III содержится описание и анализ наиболее характерных аварий и аварийных состояний * стальных конструкций в зданиях и сооружениях предприятий тяжелой индустрии, находящихся на территории Украинской ССР, в период 1958—1967 гг. В расследованиях большинства аварий принимали участие авторы данной книги.

Глава IV посвящена методике расследования аварий и аварийных состояний стальных конструкций и может служить пособием для комиссий и технических экспертов, которым поручается расследование аварии и составление заключения о ней.

В главе V рассмотрены существующие методы расчета усиления стальных конструкций и сварных швов, находящихся под нагрузкой, с целью предупреждения обрушения конструкций, пришедших в аварийное состояние, или повышения надежности стальных конструкций, расположенных рядом с потерпевшим аварию.

При разработке этих вопросов использован опыт ЦНИИ Проект-стальконструкция, а также ряд работ отечественных исследователей, посвященных усилению стальных конструкций. Расчет усиления приводится по методикам допускаемых напряжений, предельных состояний в упругой и пластической стадиях работы.

Инструктивных указаний по эксплуатации стальных конструкций опубликовано мало, и для некоторого восполнения этого пробела составлена глава VI, в которой содержатся обобщения имеющегося опыта, советы и указания для работников, призванных обеспечивать правильную эксплуатацию стальных конструкций в зданиях и сооружениях тяжелой индустрии.

При расследовании аварий, аварийных состояний и особенно при разработке проектов восстановления и усиления часто возникает необходимость в справочных материалах по нормативным данным и сортаментам металлопроката разных периодов проектирования и строительства, подбор которых отнимает много времени. Соответствующие справочные данные помещены в приложениях.

Главы IV, V, VI написаны канд. техн. наук М. М. Сахновским, остальные материалы подготовлены совместно М. М. Сахновским и А. М. Титовым.

Авторы просят отзывы по настоящей работе присылать по адресу: Днепропетровск, 10, Университетская, 2, ДИИТ.

* Аварией считались случаи, когда несущие конструкции находились в стадии разрушения с полным или частичным обрушением элементов сооружений; аварийным состоянием — когда отдельные элементы находились в предельном состоянии, при котором максимальные рабочие напряжения в них достигали, но не превышали предела текучести стали, или разрушались отдельные детали конструктивных элементов, однако обрушение конструкций не происходило.

ГЛАВА I

АВАРИИ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КАРКАСОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

1. АВАРИЙНОЕ СОСТОЯНИЕ ПОДСТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ НАД «КОСЫМ» ВЪЕЗДОМ МАРТЕНОВСКОГО ЦЕХА

В мартеновском цехе металлургического завода постройки 1932—1935 гг. при движении разливочного крана деталями крановой тележки был разорван нижний пояс стропильной фермы вблизи опоры у «косого» въезда (рис. 1).

Расследованием установлено, что 15 февраля 1967 г. над «косым» въездом была закончена установка бака-сепаратора и другого оборудования участка испарительного охлаждения на специально изготовленных и смонтированных для этой цели металлоконструкциях. После этого, по-видимому, произошло провисание опорного узла стропильной фермы и ликвидировался зазор между нижним поясом фермы и крановой тележкой.

Как оказалось, провисание нижнего пояса стропильной фермы ниже кранового габарита было вызвано разрушением листового шарнира в опоре подстропильной фермы. Стропильные фермы не обрушились благодаря фактической подвеске их к смонтированной в феврале дополнительной ферме испарительного охлаждения и заклиниванию опорного узла подстропильной фермы по стенке колонны.

Подстропильная ферма — клепаная, металл — сталь Ст. 3 имеет неподвижную опору на колонне по оси 8 и подвешенный на листовом шарнире опорный узел по оси 11.

Проверочные расчеты показали, что дополнительные нагрузки от конструкций и оборудования испарительного охлаждения увеличивают усилия в стропильных фермах до 1%, а в подстропильной ферме до 3,5 за счет увеличения реакции стропильных ферм.

Такое незначительное увеличение расчетных усилий не могло оказать существенного влияния на напряженное состояние конструкций, так как в стропильных фермах напряжение от полных нормативных нагрузок не превышало 1125 кг/см^2 , а в элементах подстропильной фермы наибольшие напряжения составляли всего 625 кг/см^2 .

Как было установлено при обследовании, отсутствие зазора между низом стропильной фермы и крановой тележкой произошло вследствие образовавшегося провисания опорного узла стропильной фермы на величину до 300 мм и увеличения высоты подкранового рельса на 55 мм

(в связи с заменой предусмотренного проектом квадрата 115 мм кра-
новым рельсом типа КР120).

При осмотре подстропильной фермы было обнаружено, что прикреп-
ление опорного узла к стенке колонны выполнено не по проекту, а с раз-
резкой листового шарнира и соединением разрезанных частей спарен-
ными уголками при помощи трех черных болтов М18 (рис. 2, а и б).

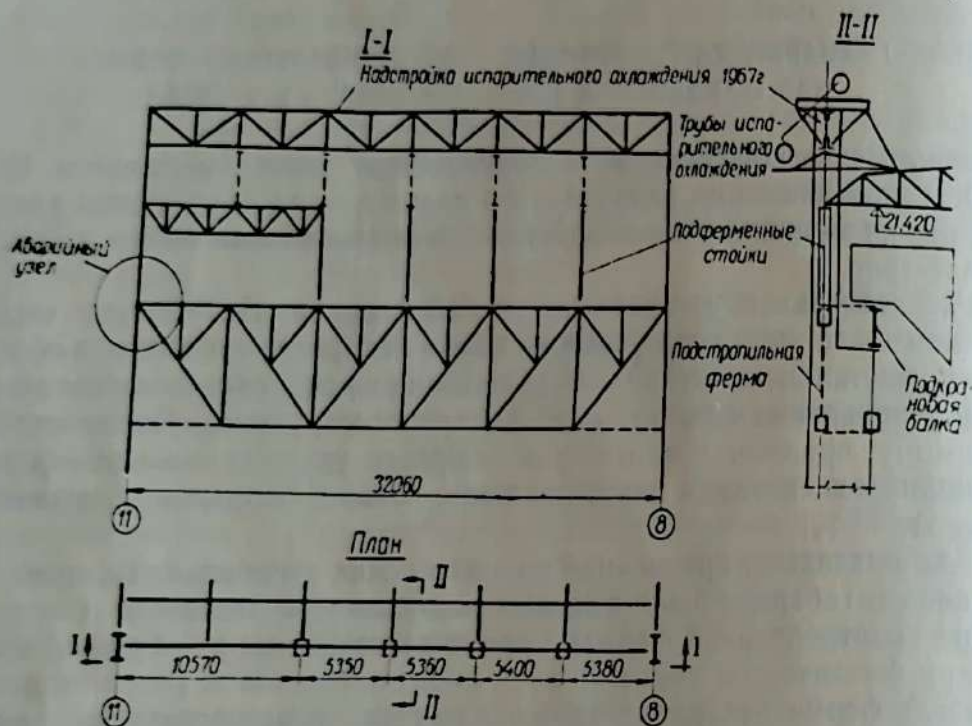


Рис. 1. Схема аварийного участка в районе подстропильной фермы 8—II над «косым» въездом мартеновского цеха.

Такое серьезное отступление от проекта не отражено в технической документации, хранящейся в архивах заводоуправления, поэтому не представилось возможным установить причину и авторов этого техниче-
ски неграмотного изменения подвески опорного узла подстропильной фермы над «косым» въездом. Опорная реакция подстропильной фермы от полной нормативной нагрузки составляет 31,65 т, при этом напряже-
ние в стержнях трех болтов подвески листового шарнира достигает 4100 кг/см^2 , а с учетом ослабления сечения резьбой растягивающее напряжение по сечению болта «нетто» составляет до 6000 кг/см^2 .

Можно предполагать, что разрыв этих болтов ранее не произошел только потому, что фактические нагрузки на стропильные и подстропиль-
ные фермы были значительно ниже принятых в проекте нормативных нагрузок, и действующие напряжения в болтах не превосходили факти-
ческий предел прочности стали, из которой изготовлены болты.

В момент, предшествующий аварии, на кровле мартеновского цеха оказался слой металлургической пыли толщиной до 500 мм у фонарей. Как было установлено, пыль не убирали в течение многих лет эксплуатации, поэтому плотно слежавшийся слой ее имел объемный вес до 2—2,4 т/м³.

Эта дополнительная нагрузка значительно увеличивала реакции стропильных ферм, передаваемые на подстропильные фермы, что могло привести болтовое соединение листового шарнира к предельному состоянию и полному разрушению.

Положение опорного узла по оси II подстропильной фермы над «косым» въездом схематически показано на рис. 2, в, из которого видно, что этот узел опустился от первоначального положения на 350 мм и заклинился по стенке верхней части колонны.

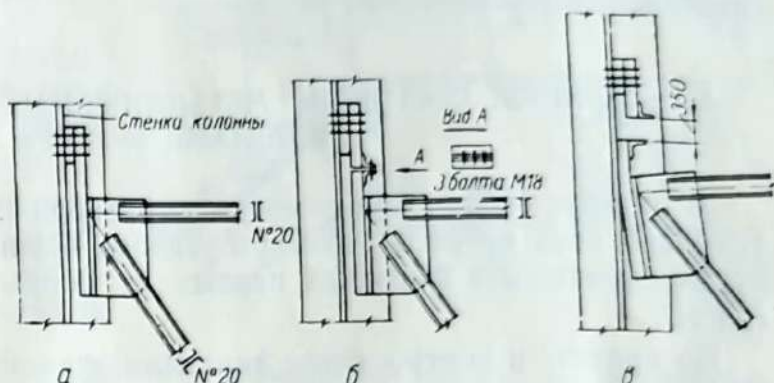


Рис. 2. Опорный узел подстропильной фермы в осях 8—II на колонне ряда А по оси II:

а — согласно проекту; б — фактически; в — после аварии.

Из трех черных болтов средний разорвался, а два крайних разорвали полку нижнего уголка и повисли на гайках, расположенных на верхней плоскости полки уголков. Опорная нулевая панель нижнего пояса аварийной подстропильной фермы, опирающаяся на элемент решетки колонны по оси II, прогнулась со стрелкой прогиба до 300 мм. Элементы тормозной рамы, соединяющие верхние пояса подстропильной и подкрановой балки между осями 8—II, получили значительные деформации, а прикрепление их в узлах вблизи оси II местами разрушено.

Следует отметить, что опорные узлы подстропильной фермы над «косым» въездом трудно доступны для осмотра и поэтому при обследовании металлоконструкций мартеновского цеха в 1956 г. допущенное отступление от проекта оказалось незамеченным.

Таким образом, основной причиной разрушения опорного узла подстропильной фермы явилось нарушение проекта, т. е. фактическое выполнение подвески этого узла на разрезанной полосе листового шарнира, соединенной тремя болтами, имеющими общую несущую способность — 8,4 т, при расчетной реакции от нормативных нагрузок — 31,65 т.

Сопутствующей причиной следует считать скопления на кровле металлургической пыли, усилия от которой в момент аварии превысили несущую способность болтового соединения в листовом шарнире.

Наличие смонтированных стальных конструкций участка испарительного охлаждения над «косым» въездом оказалось благоприятным фактором, так как после разрушения болтов в листовой подвеске опорного узла подстропильной фермы стропильные фермы оказались подвешенными к новой ферме системы конструкций под испарительное охлаждение и поэтому не обрушились. В свою очередь падающая подстропильная ферма ряда А оказалась разгруженной от реакций стропильных ферм, что предотвратило обрушение всего участка кровли в районе «косого» въезда.

2. АВАРИЙНОЕ СОСТОЯНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ ПРОЛЕТАМИ 30 И 36 м

В октябре 1962 г. при осмотре смонтированных ферм строящегося трубного цеха металлургического завода были обнаружены многочисленные трещины в фасонках первых от опоры узлов верхнего пояса (рис. 3).

По проекту и контрольным анализам элементы стропильных ферм и узловые фасонки изготовлены из стали марки ВМ Ст. 3кп.

При детальном обследовании всех смонтированных стропильных ферм в пяти пролетах строящегося корпуса было обнаружено 167 мест с трещинами в фасонках первого от опоры узла (табл. 1). В других узлах стропильных ферм трещин не оказалось.

Из данных таблицы следует, что наибольшее количество трещин (83 из 167, т. е. около 50%) образовалось в узлах стропильных ферм пролета

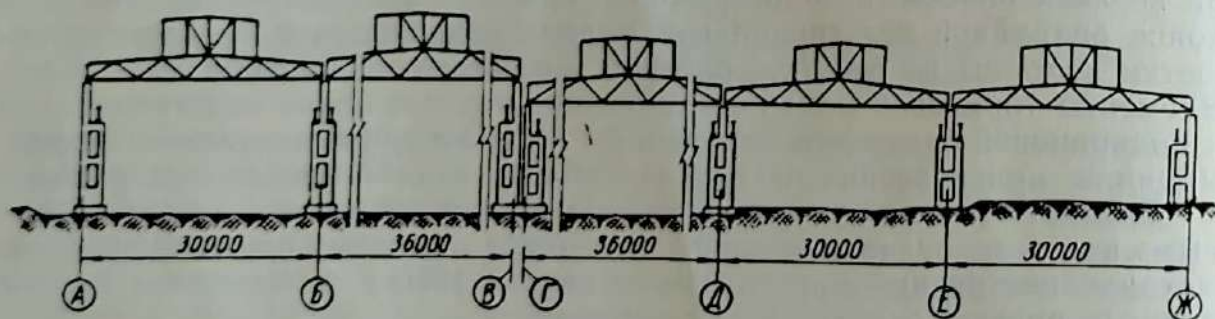


Рис. 3. Поперечный разрез трубного цеха.

Г—Д (конструкция узла показана на рис. 4, а), где торцы уголков верхнего пояса и первого раскоса расположены примерно в одной вертикальной плоскости.

Большинство трещин (63%), образовавшихся в стропильных фермах пролета Г—Д, были расположены по типу I, т. е. в торцах уголков верх-

него пояса от концов фланговых швов по перу уголка, вдоль околов-ной зоны на 50—150 мм.

Такой же характер трещин наблюдался в фермах пролетов А—Б, Д—Е и Е—Ж (конструкция узлов показана на рис. 4, б), там, где был переход верхнего пояса за торец опорного раскоса, однако в этих узлах трещин было значительно меньше, чем в пролете Г—Д.

Трещин типа II вдоль лобового шва по торцу уголка опорного раскоса было всего 17%, а узловых фасон-нок, имеющих одновременно по две трещины, т. е. обоих типов, оказалось 20% обще-го количества поврежденных ферм.

Разрушений узлов и за-метных общих деформаций стропильных ферм, в узлах которых имелись трещины, не обнаружено.

Анализ характера трещин и их расположения в узло-вых фасонках дает основа-ние предположить, что наи-более вероятной причиной образования трещин в пер-вых от опоры узлах верхнего пояса стропильных ферм пролетом 30 и 36 м можно

считать недостаточную жесткость этих узлов из плоскости ферм. При горизонтальном положении ферм до установки их в проектное положе-ние нулевая панель верхнего пояса является консолью, прикрепленной к ферме в месте неперекрытого стыка верхнего пояса узловой фасон-кой, как гибким листовым шарниром.

Рассмотрение технологических операций по изготовлению, транспор-тировке и монтажу показало, что узловые фасонки, к которым прикреп-лены элементы нулевой панели верхнего пояса, могут претерпевать от пяти до двенадцати перегибов под углом до 8—10°, что и могло оказаться основной причиной появления трещин в фасонках этого узла по верхне-му поясу стропильных ферм.

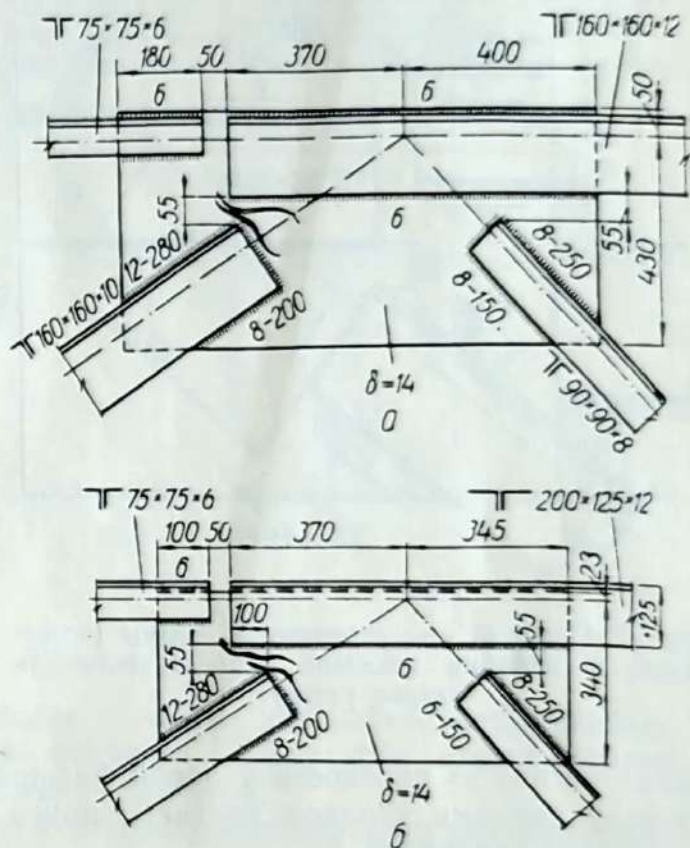


Рис. 4. Узлы по верхнему поясу стропильных ферм, в которых образовались трещины: а — в пролете Г—Д и др.; б — в пролете Б—В.

Для проверки такого предположения в Днепропетровском филиале ЦНИИ «Проектстальконструкция» были проведены испытания* натуральных моделей узлов, конструкция которых аналогична узлам стропильных ферм, где в фасонках возникли трещины. Модели узлов имели

те же размеры фасонки и сечений уголков, что и узлы в самих стропильных фермах.

Изготовление этой серии моделей узлов производилось по такой же технологии, из тех же материалов, теми же электродами и на том же заводе, где изготавливались фермы, в фасонках которых были обнаружены трещины.

Сварка узлов производилась в определенной последовательности (рис. 5). При этом на концах флангового шва по перу уголка верхнего пояса оказывался кратер шва.

Модели узлов были подвергнуты повторно-перемен-

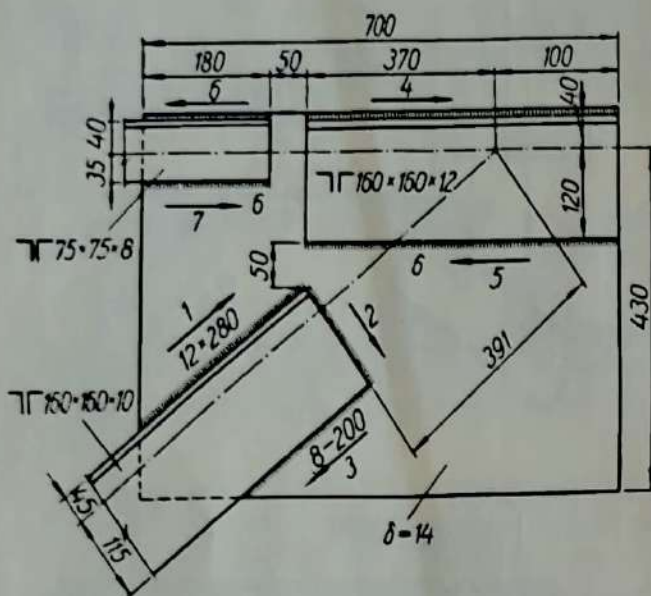


Рис. 5. Опытный узел стропильной фермы (стрелками и цифрами показана последовательность сварки узлов).

ному изгибу из плоскости узловой фасонки по линиигиба, проходившей между торцами уголков верхнего пояса узла фермы, не перекрытых стыковой накладкой.

Модели узлов изгибались на заданный угол и после кантовки на 180° вновь перегибались на такой же угол в противоположную сторону. Эти перегибы повторялись до появления и раскрытия первой трещины в фасонке.

Изгиб образцов производили на 250-тонном эксцентриковом прессе по схеме консольной балки.

В 1957 г. в ЦНИИ «Проектстальконструкция» выполнялись аналогичные испытания узлов ферм на холодный загиб, при этом было установлено, что на результаты испытаний большое влияние оказывает не только количество перегибов, но и угол загиба.

Учитывая результаты проведенных ранее испытаний для настоящих экспериментов принимались различные углыгиба от 4° до 15° . В результате изгибов моделей узлов стропильных ферм было установлено следующее:

* Испытания проводились под руководством инж. Л. Б. Цальмана.

Таблица 1

Пролет	Опора (ряд)	Количество фасонки с трещинами		Количество трещин, шт.		
		шт.	проц.	I тип (от торца уголка верхнего пояса вдоль ниж- него флангового шва)	II тип (вдоль ло- бового шва по торцу уголка опорного раскоса)	III тип (в обоих местах, тип I и II)
А—Б	А	5	3,0	7	6	6
	Б	14	8,4			
Б—В	Б	19	11,4	7	12	17
	В	17	10,2			
Г—Д	Г	46	27,5	70	7	6
	Д	37	22,2			
Д—Е	Д	6	3,6	16	2	3
	Е	15	8,9			
Е—Ж	Е	7	4,2	5	1	2
	Ж	1	0,6			
Всего		167		105	28	34
В процентах			100	63	17	20

с увеличением угла загиба более 7° число перегибов, необходимых для образования трещин, составляет всего 2—4, а для возникновения трещин с противоположной стороны — от 3 до 6;

при углах гиба менее 5° число перегибов, необходимых для образования трещин в фасонках, резко возрастает, как например: в одном образце, изгибаемом под углом $4^\circ 30'$, первая трещина появилась при десятом перегибе, а в другом образце, изгибаемом под углом 3° , после двадцати перегибов трещины не появились вовсе;

все трещины в узловых фасонках, образовавшиеся в процессе контрольных испытаний моделей узлов, располагались от конца шва вдоль пера поясного уголка по околошовной зоне независимо от того, был ли заплавлен кратер или нет. Трещины образовались также и в местах, где кратер совсем отсутствовал. Поэтому можно предположить, что наличие кратеров в конце швов хотя и способствует образованию трещин, но не может служить основной причиной появления трещин в узловых фасонках ферм исследуемого типа.

Проведенные испытания натуральных моделей первых от опор узлов верхнего пояса стропильных ферм убедительно подтвердили версию об образовании трещин в узлах стропильных ферм пролетами 30 и 36 м по причине возможных нескольких перегибов этих нежестких узлов из плос-

кости фермы на угол $4-5^\circ$ в процессе изготовления, транспортировки и монтажа, следствием чего явилось деформационное старение стали.

Чтобы избежать появления трещин в аналогичных узлах сварных ферм, следует рекомендовать применение стыковых накладок из уголков, соединяющих верхний пояс с нулевой панелью, либо удлинить уголки верхнего пояса на всю протяженность без стыка их в первом от опоры узле верхнего пояса.

3. АВАРИЙНОЕ СОСТОЯНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ ПРОЛОТОМ 30 м

Металлические стропильные фермы цеха металлокерамических изделий пролетом 30 м при шаге 12 м были смонтированы в феврале 1965 г., затем производился монтаж сборных железобетонных плит кровли, за-

моноличивание стыков которых было выполнено в мае 1965 г. Через несколько дней после замоноличивания при осмотре ферм в одной из них была обнаружена сквозная трещина в фасонке первого от опоры узла верхнего пояса.

Эта трещина общей длиной 480 мм выходила на торец фасонки, где раскрылась до 10 мм. Она располагалась вдоль сварного шва, прикрепляющего перо уголка к фасонке, и огибала торец первого растянутого раскоса фермы в околосшовной зоне лобового шва. При детальном осмотре было установлено, что поверхности торцов частей поврежденной фасонки в месте разрыва покрыты довольно толстым слоем ржавчины и на них имеются следы цементного раствора, который мог проникнуть в трещину только при замоноличивании сборных же-

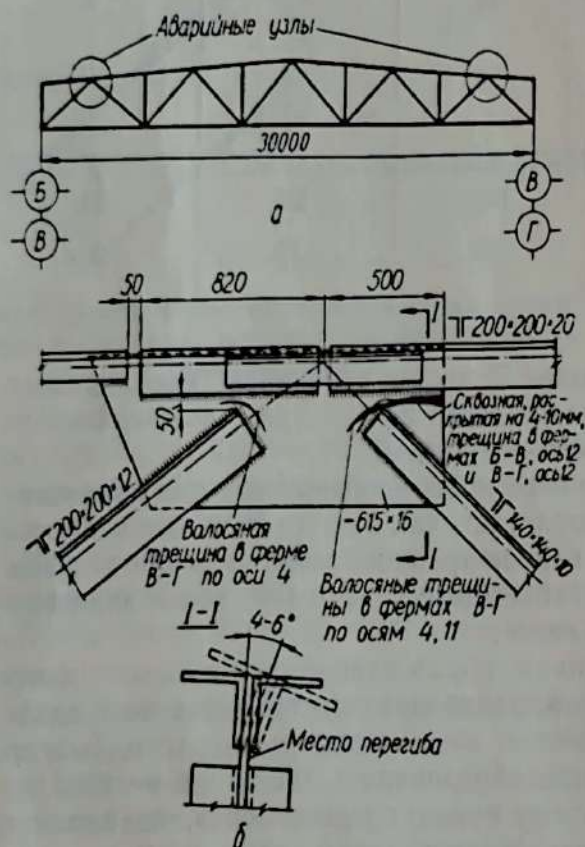


Рис. 6. Схема фермы (а) и аварийного узла (б) цеха металлокерамических изделий.

лезобетонных плит кровли. При тщательном осмотре остальных стропильных ферм были обнаружены аналогичные трещины в нескольких фермах (рис. 6):

в фасонке первого от опоры узла верхнего пояса стропильной фермы пролета $B—B$ по оси 12 — сквозная длиной 400 мм с выходом на торец и раскрытием до 4 мм;

в таком же узле стропильной фермы пролета $B—Г$ по оси 11 — волосяная, расположенная под некоторым углом к верхнему поясу и огибающая торец уголков растянутого раскоса. На участке от торца раскоса до торца фасонки образовалась трещина с одной стороны, а на участке околошовной зоны лобового шва по торцу растянутого раскоса — трещина сквозная, но не раскрывшаяся;

в фасонке первого узла верхнего пояса фермы пролета $B—Г$ по оси 4 со стороны ряда $Г$ — волосяная вдоль околошовной зоны лобового шва по торцу первого растянутого раскоса, а в симметричном узле этой же фермы со стороны ряда B — такая же в околошовной зоне лобового шва первого сжатого раскоса.

В обоих узлах этой фермы трещины не выходят на торцы фасонки. Таким образом, из общего количества 36 стропильных ферм пролетов $B—B$ и $B—Г$ цеха металлокерамических изделий трещины были обнаружены в пролете $B—Г$ в трех фермах и в пролете $B—B$ в одной ферме, при этом все трещины расположены в фасонках первых узлов от опоры по верхним поясам ферм и носят характер хрупкого разрушения.

При осмотре аварийных узлов были измерены зазоры между кромками перьев поясных уголков и верхними точками торцов уголков решетки, при этом установлено полное соответствие этих размеров проектным (50 мм).

Металл аварийных и аналогичных в соседних фермах фасонки, а также уголков верхнего пояса был подвергнут контрольному химическому анализу, результаты которого приведены в табл. 2.

Таблица 2

Ферма, из которой взят образец			Содержание, проц.					
			углерода	марганца	кремния	серы	фосфора	мышьяка
Пролет $B—Г$	фасонки	Оси:						
		4	0,17	0,44	0,18	0,028	0,016	0,020
		11	0,17	0,43	0,01	0,023	0,014	0,040
		11	0,18	0,43	0,01	0,022	0,014	0,040
		12	0,17	0,44	0,01	0,023	0,013	0,040
	уголок	Оси:						
		2	0,16	0,53	0,18	0,023	0,012	0,089
		7	0,16	0,42	0,12	0,022	0,012	0,071
		12	0,18	0,42	0,18	0,027	0,014	0,083
	фасонки	Оси:						
		12	0,19	0,42	0,07	0,027	0,018	0,106
Пролет $B—B$		16	0,19	0,83	0,07	0,026	0,029	0,055

По данным химического анализа, а также по распределению серы в отпечатках макрошлифов (изготовленных по способу Баумана) можно предположить, что фасонки, получившие трещины в стропильных фермах пролета В—Г по осям 12 и 11, изготовлены из кипящей, а в стропильной ферме пролета Б—В по оси 12 — полуспокойной стали ВМСт. 3 пс.

По результатам осмотра аварийных узлов следует считать, что трещины в фасонках образовались при изготовлении, транспортировке или монтаже.

Причинами образования трещин можно предположить обычные в этих случаях сочетания условий, приводящих к хрупкому разрушению стали:

- наличие высоких остаточных напряжений от сварки нескольких швов, прикрепляющих к узловой фасонке раскосы, поясные уголки и стыковую накладку к уголкам верхнего пояса, расположенную непосредственно в узле;

- возможные перегибы узловой фасонки на $4-6^\circ$ по околошовной зоне при транспортировке и монтаже;

- склонность металла фасонки (кипящей стали), особенно в околошовной зоне, к переходу в хрупкое состояние при наличии первых двух условий и отрицательной температуры, во время которой производился монтаж ферм.

Из опыта отечественного строительства следует, что в большом количестве сварных стальных конструкций ферм, изготовленных в прошлые годы из кипящей стали ВМСт. 3 кп при шаге 6,0 м и соответственно малых и средних размерах прокатных уголков, прикрепляемых к фасонкам толщиной менее 12 мм, трещины в узловых фасонках были редким явлением.

С переходом на шаг стропильных ферм 12 м, увеличением размеров уголков до 200×200 мм, а толщины узловых фасонки до 16—18 мм трещины в фасонках ферм появляются все чаще. Причинами этого могут быть неудачные конструктивные решения, не обеспечивающие достаточную жесткость узлов из плоскости фермы и приводящие к перегибам при транспортных операциях, а также усиление проявления недостатков кипящей и полуспокойной стали при увеличении толщины применяемого металлопроката.

Исследование аварийных состояний относительно тяжелых стропильных ферм дает основание рекомендовать для узловых фасонки толщиной 12 мм и более исключительно спокойную сталь, что может значительно снизить вероятность образования в них трещин.

4. ОБРУШЕНИЕ БЛОКА СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ СКЛАДА РУДЫ И КОНЦЕНТРАТА

В июле 1965 г. произошло обрушение смонтированного блока из двух стропильных ферм пролета строящегося здания склада руды и концентрата комплекса аглофабрики металлургического завода (рис. 7). Металлические фермы пролетом 36,0 м имеют ломаный верхний сжатый пояс и вставку в средней части фермы в виде жесткой замкнутой стальной рамы, к нижнему ригелю которой крепится транспортерная галерея (рис. 8).

Узлы верхнего пояса фермы в месте примыкания к раме имеют листовые шарниры и поэтому верхний пояс не обладает непрерывной жесткостью из плоскости фермы по всей длине пояса, так как он в плане состоит из трех участков, шарнирно соединенных между собой. Узлы нижнего пояса присоединены к раме также на листовых шарнирах из плоскости фермы.

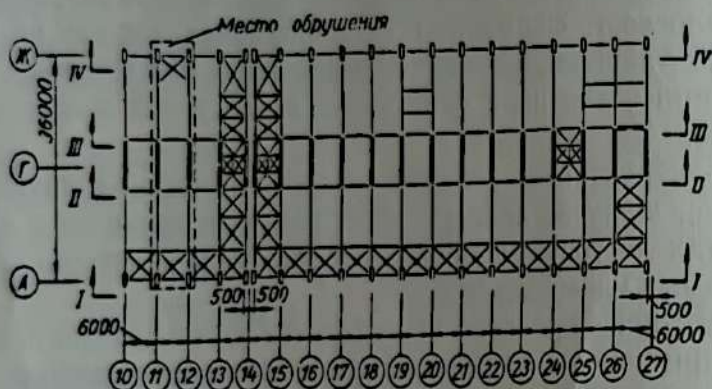
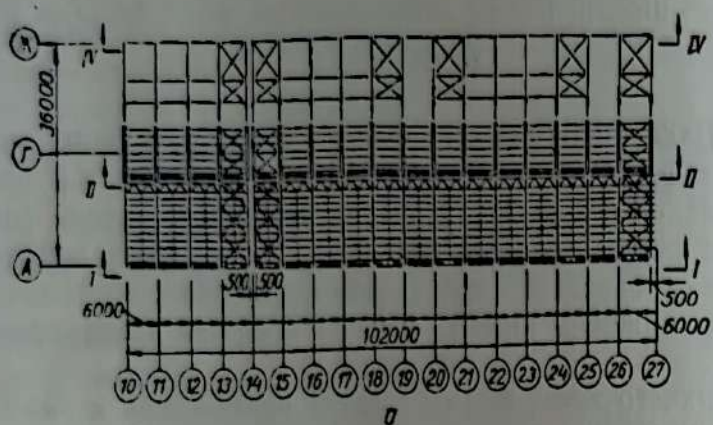
Такое конструктивное решение следует признать неудачным, так как при монтаже, в случае недостаточной развязки верхнего и нижнего поясов в местах листовых шарниров ферма может терять устойчивость даже при самых малых усилиях.

В соответствии с проектом производства работ монтаж покрытия производился при помощи башенного крана грузоподъемностью 48 т укрупненными блоками из двух стропильных ферм, которые перед подъемом и установкой в проектное положение соединялись между собой железобетонными плитами по нижним поясам жестких рам и временными монтажными связями.

К моменту аварии фермы пролета А—Ж в осях 27—13 уже были смонтированы, а блок по осям 11—12 (который обрушился) установлен в проектное положение, и фермы этого блока прикреплены к железобетонным колоннам анкерными болтами. Между установленным блоком и ранее смонтированными фермами было поставлено несколько железобетонных плит, прогонов и монтажные связи, которые, как выяснилось после аварии, были закреплены в узлах или неполным количеством болтов, или болты совсем не были установлены, а некоторые элементы связей держались только на скрутках проволоки.

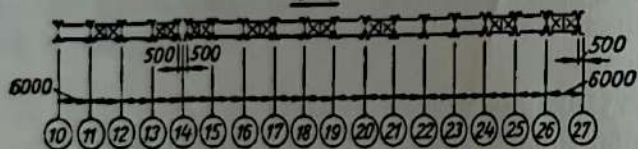
Недостаточное прикрепление связей не было замечено руководителями монтажа и авторским надзором над исполнением ППР. Обрушение блока стропильных ферм пролета А — Ж в осях 11—12 произошло через 14 час после установки его в проектное положение.

Незадолго до обрушения прекратилась подача электроэнергии, и все монтажники перешли по железобетонной плите, установленной между нижними ригелями рам, на ранее смонтированные участки покрытия транспортерной галереи.

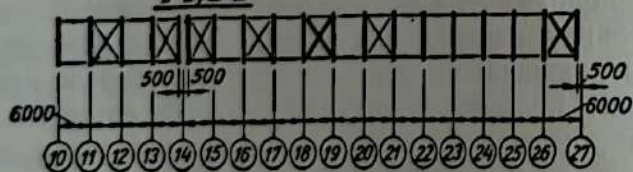


б

1-1



II-II, III-III



IV-IV

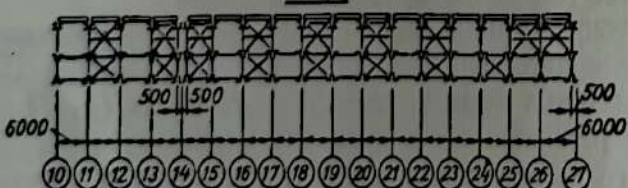


Рис. 7. Стальные конструкции покрытия склада руды и концентрата:

а — план связей и прогонов по верхним поясам ферм; б — план связей по нижним поясам ферм.

Башенный кран БК 48/8 отошел примерно на 12 м от оси *II* для выполнения подготовительных работ, связанных с переброской сборных железобетонных плит, гусеничный кран работал также на подготовительных работах вне зоны обрушения. Через несколько минут после прекращения работ на этом участке послышался треск и конструкции

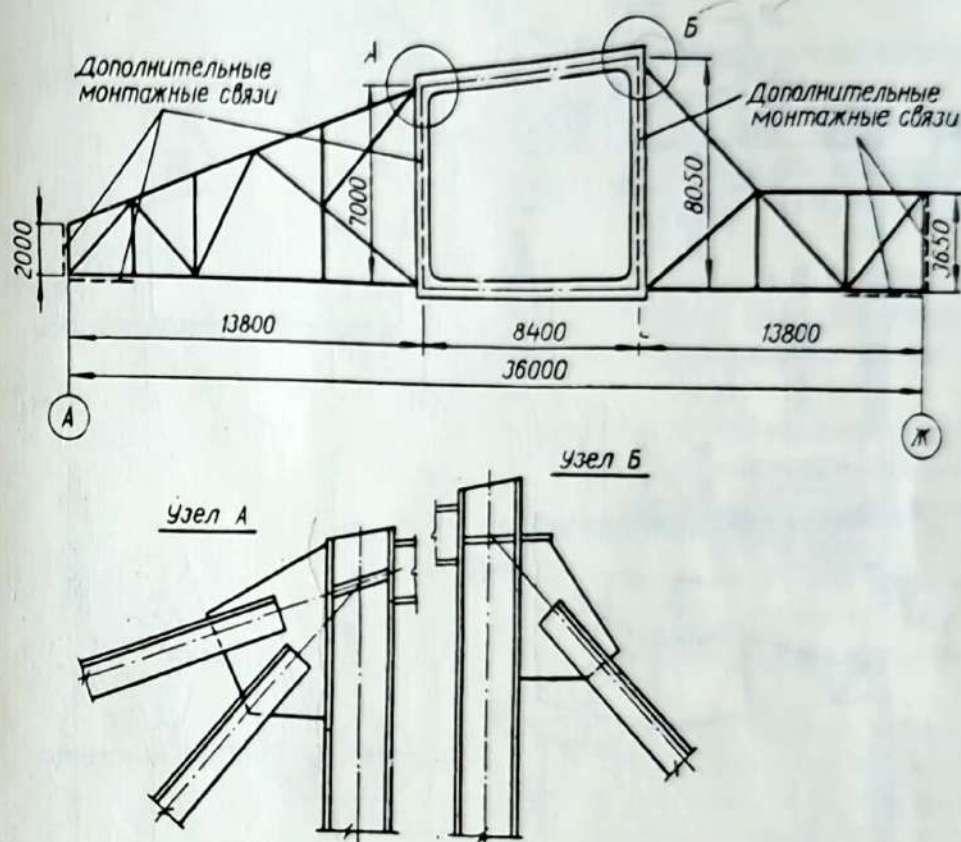


Рис. 8. Схема фермы пролета А—Ж склада концентрата и узлы при-
мыкания верхнего пояса к раме.

начали медленно обрушаться. По показаниям одного из очевидцев, вначале блок качнулся в сторону, после чего начали прогибаться нижние пояса ферм в месте крепления их к транспортной раме, затем произошло медленное соскальзывание опорных узлов по ряду Ж с верхушек колонн. После удара опорных узлов ферм о сборные железобетонные конструкции бункерной эстакады по ряду Ж и последующего соскакивания опорных узлов ферм с уголков колонн ряда А произошло полное падение блока стропильных ферм пролета А—Ж в осях *II—12* на землю (рис. 9).

Стропильные фермы упали на землю с сохранившимися опорными узлами, при этом блок был пространственно несколько скручен. Со сторо-

ны ряда Ж конструкции ферм при ударе о бункерную эстакаду были значительно деформированы и повреждены, нижний пояс переломлен.

При аварии узлы ломаного верхнего пояса в местах примыкания к раме были разрушены, нисходящий раскос между узлом верхнего пояса

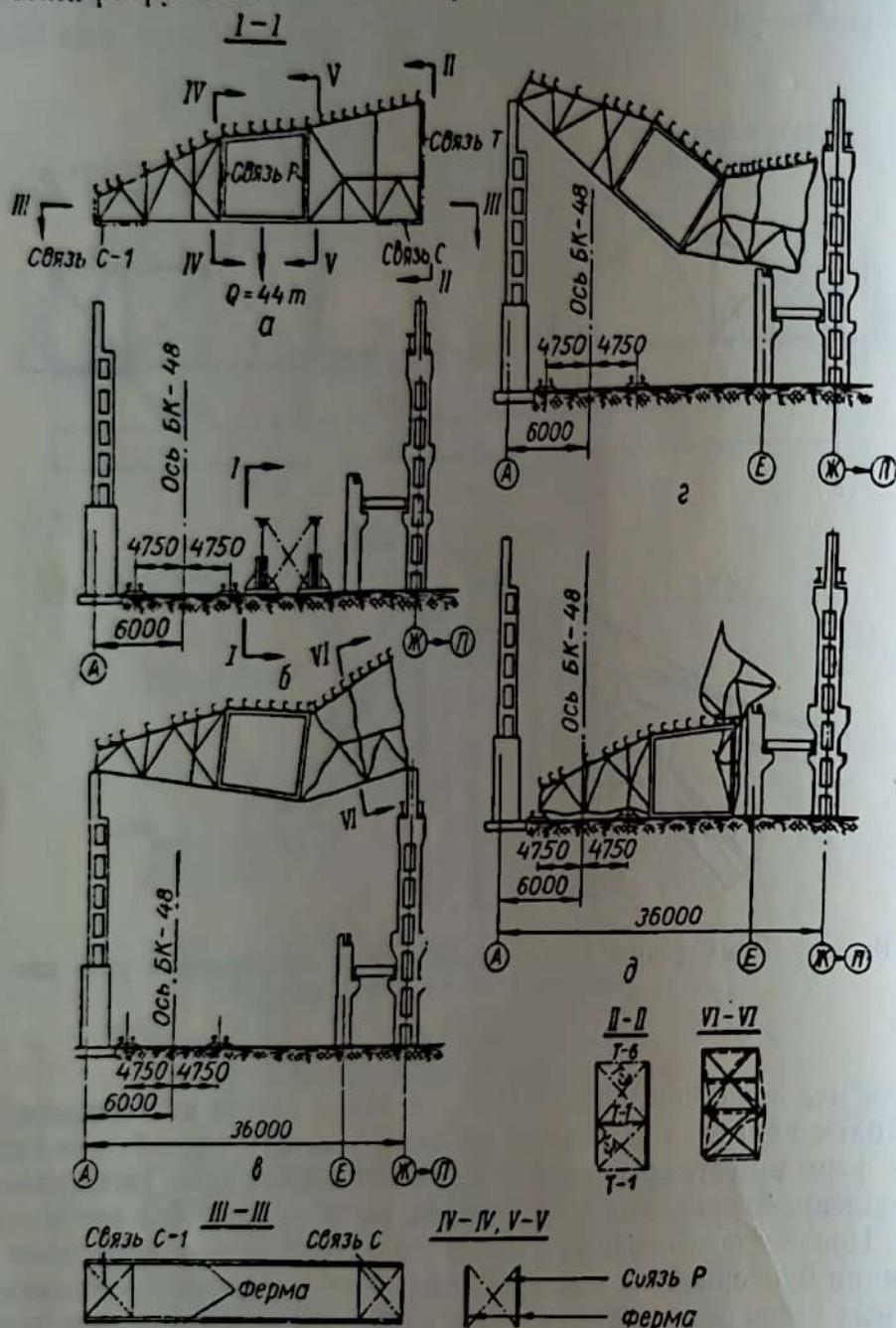


Рис. 9. Схема обрушения блока ферм пролета А—Ж по осям 11 и 12:

а — схема блока ферм; б — укрупненный блок перед подъемом; в — положение блока в момент выхода из плоскости узла Е; г — положение блока в момент удара о конструкции ряда Е; д — положение блока после обрушения.

и нижним узлом рамы (со стороны ряда Ж) в обеих фермах при падении потерял устойчивость, разрушены также сварные швы на планках, соединяющих между собой спаренные уголки раскоса, а сами уголки, потеряв связи друг с другом, выпучились из плоскости фермы.

Как было подсчитано, в момент аварии нагрузки на ферму и соответственно усилия в стержнях составляли не более 25% принятых в расчете нормативных нагрузок.

При обследовании обрушившегося блока было установлено следующее:

стропильные фермы изготовлены из прокатной стали марок ВМ Ст. 3пс и, частично, ВМ Ст. 3сп, сварка производилась электродами типа Э-42 на заводе-изготовителе конструкций (марка АНО-4) и электродами Э-42А при монтаже (марки СМ11 и ДСК50);

при тщательном осмотре всех деформированных и разрушенных элементов хрупких разрушений основного металла, сварных швов и околошовных зон не обнаружено, все разрывы и деформации имеют признаки пластической стадии разрушения;

заводские швы в большинстве соединений выполнены удовлетворительно, однако в отдельных местах имеются отклонения от проекта, как например: в ферме по оси 11 один раскос приварен со стороны обушка швом 6×300 мм, вместо 10×300 по проекту; в ферме по оси 12 один раскос приварен к фасонке со стороны обушка швом 8×400 вместо 10×340 по проекту, а к другой фасонке — швом 10×280 вместо 10×340 по проекту; имеются места с недоваренными по сравнению с проектными размерами швами в конструктивных деталях.

Основной причиной обрушения блока стропильных ферм является недостаточное прикрепление его дополнительными монтажными связями к ранее установленному связевому блоку, поэтому гибкость верхнего ломаного сжатого пояса из плоскости фермы превышала допустимую, вследствие чего и произошла потеря его устойчивости из плоскости фермы.

Сопутствующей причиной следует считать неудачную конструкцию узлов ломаного верхнего пояса в местах прикрепления к жесткой транспортной раме через фасонки. Такое крепление не обеспечило жесткости верхнего пояса по всей длине фермы и в условиях недостаточного закрепления его способствовало потере устойчивости элементов блока.

Следует также отметить, что в ППР монтажа недостаточно продумана система связей, обеспечивающих пространственную неизменяемость монтируемого блока стропильных ферм в стадии монтажа после снятия блока с крюка крана.

5. ОБРУШЕНИЕ КРОВЛИ СБОРОЧНОГО ЦЕХА

В январе 1966 г. после снегопадов произошло обрушение кровли реконструированного сборочного цеха, при этом упали стропильные и подстропильные фермы с вертикальными и горизонтальными связями, металлические световые фонари, покрытие из сборных железобетонных плит с утеплителем и рулонным гидроизоляционным ковром.

Общая площадь обрушившегося участка кровли двухпролетного здания между осями 23—28 составила $54,6 \times 60 = 3276 \text{ м}^2$, т. е. большая часть температурного блока, за исключением участка между осями 28—30 с незаконченным торцом (рис. 10).

Кроме несущих конструкций кровли, в процессе аварии были разрушены надколонники по рядам А, Б и В, к которым были прикреплены стропильные фермы.

До реконструкции сборочный цех представлял собой открытую двухпролетную крановую эстакаду, построенную в 1950 г., с отметкой головки рельса 13 м. По проекту реконструкции открытая эстакада превращалась в закрытое двухпролетное здание размером в плане $54,6 \times 304,5 \text{ м}$,

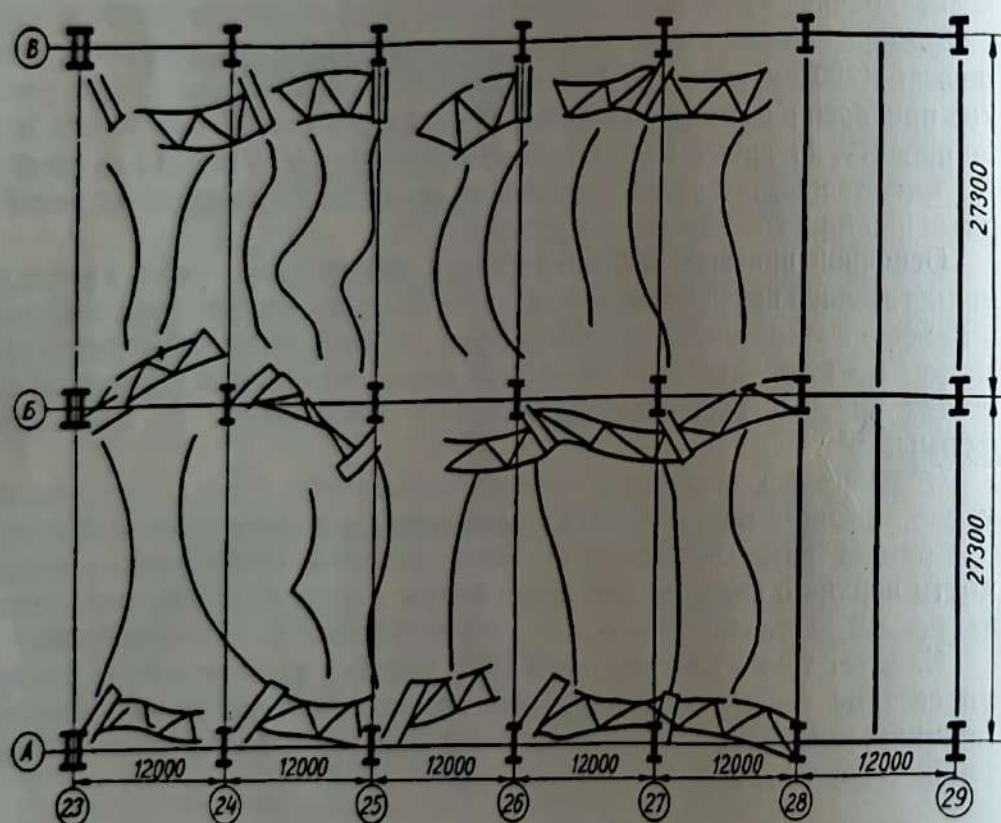


Рис. 10. Схематический план участка сборочного цеха с обрушенными стальными конструкциями.

разделенное на 4 температурных блока со светоаэрационным фонарем шириной 18 м (рис. 11).

При реконструкции, начатой в 1964 г. в условиях действующего цеха, на существующих колоннах открытой эстакады были установлены над-колонники, смонтированы несущие металлоконструкции покрытия, и це-

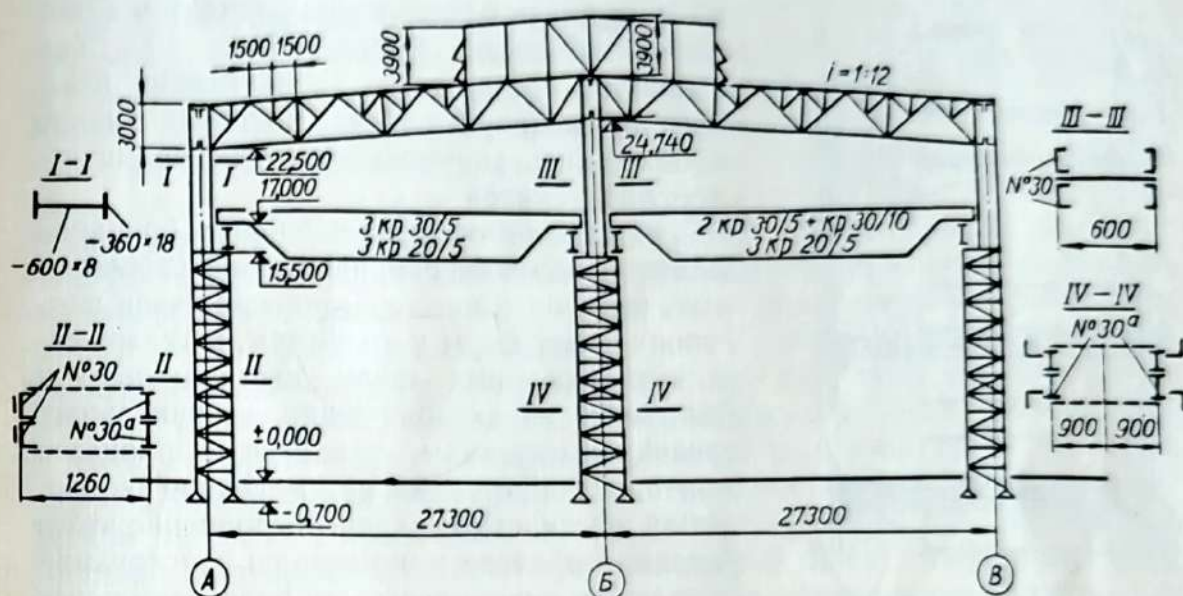


Рис. 11. Поперечный разрез сборочного цеха после реконструкции.

лые температурные блоки стального каркаса здания весом до 800 т при помощи домкратов поднимались на 6 м до новой отметки головки кранового рельса 19,0 м.

В качестве направляющих для подъема блоков были использованы вновь изготовленные постоянные нижние вставки колонн.

При расследовании аварии была изучена техническая документация на каркас здания и обследованы как обрушившиеся, так и оставшиеся целыми металлоконструкции, при этом были выявлены недостатки проекта, дефекты изготовления и монтажа конструкций каркаса, а также нарушения нормальной эксплуатации, т. е. комплекс факторов, влияющих на несущую способность стальных конструкций.

К недостаткам проекта можно отнести следующие дефекты и недоработки:

отсутствие указания о последовательности монтажа узлов сопряжения стропильных ферм с колоннами при расчете конструкций по двум схемам: на постоянные нагрузки по ригелю — сопряжение ферм с колоннами принято шарнирное, а на временные вертикальные и горизонтальные нагрузки по колоннам — сопряжение жесткое. При расчете жестких

узлов прикрепления стропильных ферм к колоннам по второй схеме не учтены изгибающие моменты от снеговых нагрузок, поэтому оказалось, что прикрепление верхнего опорного узла ригеля рамы стропильной фермы имело значительно меньшую расчетную несущую способность, чем это было необходимо при учете опорных моментов от снеговой нагрузки; в проекте допущена недостаточная жесткость основных связей каркаса,

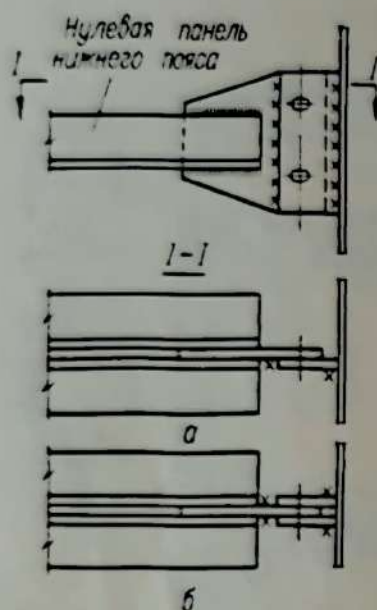


Рис. 12. Узел крепления нулевой панели нижнего пояса стропильной фермы к колонне ряда Б:

а — по проекту; б — сделано в процессе монтажа.

каркаса, принятых для многих элементов в пределах гибкости величиной до 400. Как выявилось в процессе эксплуатации цеха, при интенсивной работе мостовых кранов наблюдались значительные поперечные колебания каркаса;

решение авторского надзора о приварке фланцев верхних опорных узлов стропильных, верхних и нижних опорных узлов подстропильных ферм к колоннам, а также наложение сварных швов дополнительно к болтам в узлах креплений вертикальных связей к колоннам, принятое в процессе монтажа конструкций, не обеспечили необходимой жесткости каркаса. Выполнение этого указания привело к изменению конструкций крепления стропильных и подстропильных ферм на опорах, не учтенных в расчете.

В обрушенных и оставшихся целыми металлоконструкциях каркаса и покрытия также были обнаружены дефекты и отступления от проекта:

в среднем узле стропильной фермы по оси 24 в разрушившихся при аварии заводских швах имелись шлаковые включения, поры, подтекание металла как следствие неплотного прилегания уголка к фасонке. Ослабление отдельных швов указанными дефектами достигало 50% расчетного продольного сечения шва. Установлены дефекты сварных швов, отступления от требований СНиП III-В. 5—62 и в других стропильных фермах, как например: наличие во многих местах шлака на поверхности швов, незаплавленных кратеров, заниженные размеры катетов швов по сравнению с проектными (вместо 10 мм — 8 и даже 6). На многих элементах конструкций отсутствуют клейма сварщиков, что свидетельствует о недостаточном контроле сварочных работ на заводе-изготовителе стальных конструкций;

в стропильной ферме по оси 27 сжатый раскос 7—8 поставлен из спаренных уголков 75×75×6, вместо 90×90×8 по проекту;

в ряде мест, где в процессе аварии разрушение произошло по опор-

ным и промежуточным фасонкам ферм, обнаружены внутренние расслоения листовой стали;

контрольные взвешивания сборных железобетонных плит кровли показали фактическое утяжеление плит в среднем на 10%, по сравнению с весом, принятым при расчете стальных конструкций.

К дефектам и отступлениям от проекта, допущенным в процессе монтажа, следует отнести:

крепление нулевой панели нижнего пояса к верхней части колонн среднего ряда Б с помощью дополнительных планок (рис. 12), в результате чего увеличено вдвое сечение сварных швов, воспринимающих усилия от опорного момента. Проверочный расчет показал, что нижний узел имеет несущую способность по восприятию горизонтального усилия 25,7 т, верхний узел может воспринимать только 10,5 т, а расчетные усилия от действующих нагрузок составили 22,8 т. Таким образом, фактическое крепление стропильных ферм к среднему ряду колонн оказалось неравнопрочным: нижний узел обеспечивает восприятие горизонтального усилия от полного расчетного момента, а верхний узел имеет явно недостаточную несущую способность, особенно при учете действия в этом жестком узле опорного момента от снеговой нагрузки. Невозможно было установить фактическую последовательность монтажа узлов, прикрепляющих стропильные фермы к колоннам, и тем самым определить расчетные нагрузки более точно. Можно предположить, что заглушение шарнира приваркой нулевого стержня могло быть произведено и до укладки кровельных плит, а это вызвало бы образование опорных моментов не только от снеговых нагрузок, но и от собственного веса кровли;

в ряде монтажных стыков поясов ферм отсутствуют предусмотренные рабочими чертежами лобовые швы в стыковых уголковых накладках, что снизило несущую способность стыков;

монтажные швы, выполненные в потолочном положении, как правило, имеют заниженные размеры катетов, непровары и шлаковые включения, в ряде мест обнаружены подрезы и неровные поверхности.

К упущениям со стороны эксплуатации сборочного цеха можно отнести:

несвоевременную уборку снега (накануне прошли значительные снегопады, и в момент аварии фактическая снеговая нагрузка превышала нормативную более чем в 1,5 раза);

недостаточный контроль качества строительно-монтажных работ, особенно в процессе приемки законченных работ перед вводом корпуса в эксплуатацию.

Именно вследствие отсутствия надлежащего контроля могли быть оставлены без исправления описанные выше дефекты стальных конструкций и отклонения фактического исполнения строительно-монтажных работ от проекта.

Анализ приведенных данных обследования обрушенных конструкций и изучение проектных материалов позволяют сделать вывод, что основной причиной аварии является перегрузка кровельного покрытия снегом в условиях, когда крепления опорных узлов стропильных ферм не были рассчитаны на восприятие опорных моментов не только от повышенной, но даже и от нормативной снеговой нагрузки.

Вероятным является также предположение, что авария началась с обрушения подстропильных ферм, превращенных при монтаже в неразрезные, защемленные на опорах, но не рассчитанные по такой схеме.

Сопутствующими аварии обстоятельствами являются многочисленные дефекты изготовления и монтажа стальных конструкций каркаса реконструированного здания сборочного цеха, снизившие несущую способность элементов стального каркаса и их сопряжений в узлах.

6. ОБРУШЕНИЕ КРОВЛИ НАД ДВУМЯ ПЕЧАМИ МАРТЕНОВСКОГО ЦЕХА

В январе 1967 г. произошла авария стальных конструкций кровельного покрытия над двумя мартеновскими печами (рис. 13), в результате которой обрушились: 22 стропильные фермы пролетов А—Б и Б—Е в осях 43—53; подстропильные фермы по ряду Е в осях 42—54; фахверк ряда А выше тормозной площадки в осях 42—54; фахверк ряда Е выше кровли пролета Е—Ж в осях 42—54; кровля (прогоны и волнистое железо) в осях 42—54; фонари в осях 43—53.

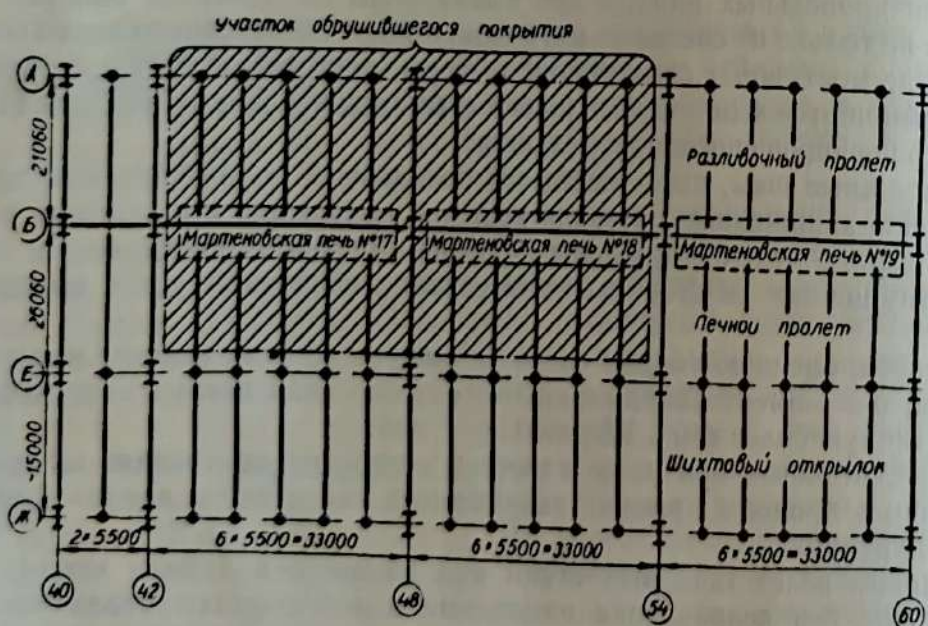


Рис. 13. План участка мартеновского цеха, на котором произошло обрушение кровли.

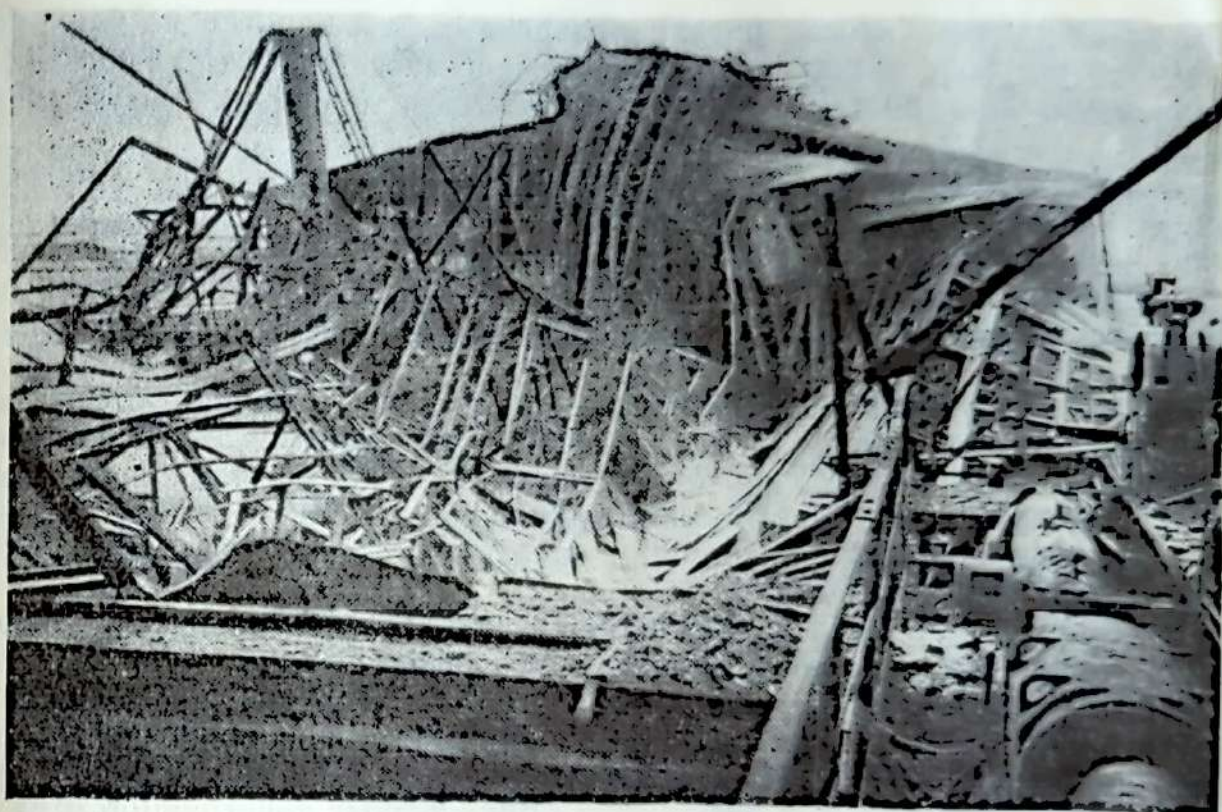


Рис. 14. Общий вид обрушившихся стальных конструкций мартеновского цеха.

Всего обрушилось 400 т стальных конструкций (включая волнистое железо кровли) над двумя мартеновскими печами емкостью по 500 т каждая. Авария началась с падения кусков кирпича из заполнения фахверка и пыли, после чего обрушились стальные конструкции (рис. 14.)

В момент аварии разливочные краны работали на участках соседних мартеновских печей.

Участок мартеновского цеха, на котором произошла авария, был построен в 1953 г. как продолжение действующего цеха. Конструктивное решение каркаса принято по разработанному ГПИ «Проектстальконструкция» и утвержденному Госстроем СССР типовому проекту для мартеновских цехов с печами емкостью до 500 т. Однако в результате привязки к существующему зданию в типовом проекте каркаса здания были несколько изменены очертания стропильных ферм.

При сопоставлении рабочих чертежей КМ с заводскими детализовочными чертежами КМД было установлено их соответствие проекту в размерах сечений и узлах сопряжений конструктивных элементов за исключением незначительных отклонений, связанных с комплектованием наличным металлом на заводе металлоконструкций:

в стропильных фермах ригели поперечных рам каркаса по осям 48 и 54 верхний пояс надстройки изготовлен из швеллеров составного сечения — уголков $120 \times 80 \times 8$ и $80 \times 80 \times 8$ вместо прокатных швеллеров № 20;

в промежуточных стропильных фермах, опирающихся на подстропильные фермы, в элементах решетки вместо уголков $65 \times 65 \times 6$ и $75 \times 75 \times 6$ поставлены половинки швеллеров № 16. Опорные узлы и монтажные стыки, разработанные в чертежах КМД, соответствуют данным проекта КМ и обеспечивают прочность конструкций от расчетных нагрузок.

Осмотр обрушившихся стальных конструкций позволяет отметить, что подстропильные фермы по ряду *Е* в осях 42—48 и 48—54 и стропильные фермы в осях 43—53 не имеют разрывов в растянутых элементах, все деформации носят пластический, а трещины в узлах — вязкий характер, что свидетельствует о хорошем качестве металла (сталь Ст. 3 кипящая, выпуск 1952—1953 гг.).

В условиях круглосуточной разборки завалов обрушенных и деформированных стальных конструкций кровли и фахверка не был обеспечен безопасный доступ ко всем узлам и элементам, потерпевшим аварию, поэтому осмотру были подвергнуты отобранные и специально вырезанные узлы и элементы, наиболее существенные для выявления причин аварии. Однако значительные деформации обрушенных конструкций и разрывы в болтовых соединениях с выпадением болтов в процессе аварии не позволили установить подлинное состояние узлов и элементов конструкций до аварии, в связи с чем в сомнительных случаях применялся метод аналогий и сравнения с такими же стальными конструкциями каркаса здания в районе соседних печей.

Общая картина обрушенных строительных конструкций позволила установить, что наиболее вероятной причиной возникновения аварии явилась перегрузка и потеря несущей способности подстропильных ферм по ряду *Б* в осях 42—48 и 48—54, так как первоначальное разрушение отдельных стропильных ферм не могло привести к такому большому разрушению покрытия.

Подстропильные фермы по ряду *Б* между осями 42—54 были спроектированы в виде двухпролетной неразрезной фермы (рис. 15), которая после пристройки еще одной мартеновской печи должна была стать трехпролетной неразрезной фермой.

Неразрезность этой многопролетной подстропильной фермы по ряду *Б* достигалась в проекте постановкой стыковых накладок («рыбок») в верхних опорных узлах над оголовком колонны по оси 48, а также соответствующими мощными сечениями опорных подкосов, заменяющих опорные панели нижних поясов подстропильных ферм.

Особенности расчетной схемы подстропильной фермы ряда *Б* как

неразрезной не были указаны в чертежах КМ и КМД, в которых отсутствовали даже указания о времени приварки верхней стыковой накладки в общей последовательности монтажа. Вместе с тем эта накладка для осуществления замысла авторов проекта должна быть установлена сразу же после монтажа подстропильных ферм до установки стропильных ферм и укладки кровли.

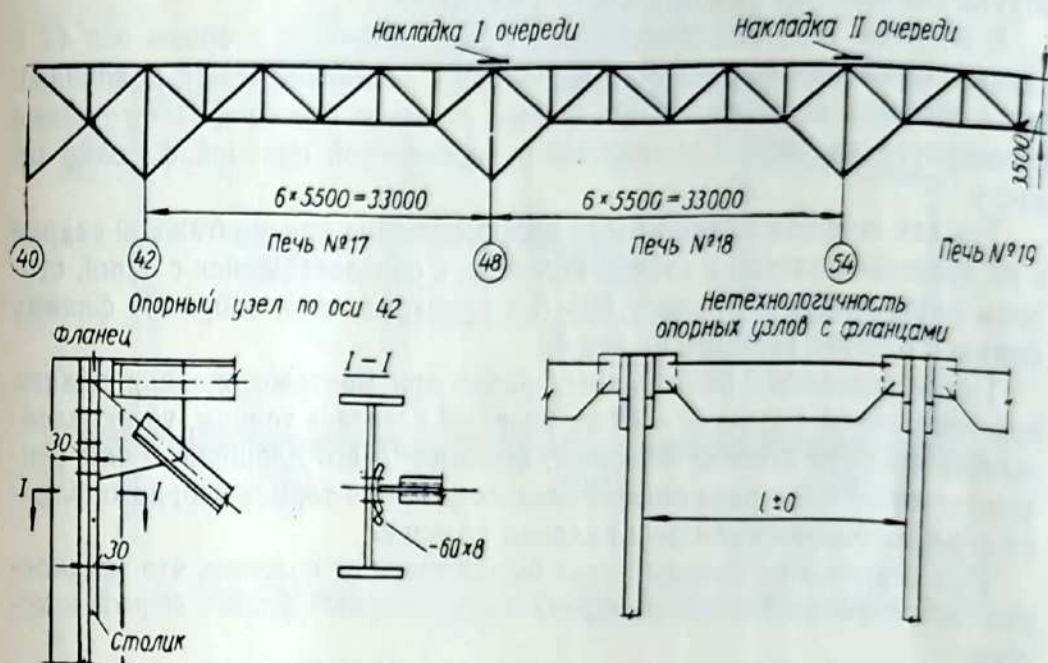


Рис. 15. Схема подстропильной фермы по ряду Б между осями 42—54.

При проектировании следующей очереди строительства третьего пролета неразрезной подстропильной фермы, по-видимому, не были проверены расчетом элементы ранее возведенных двух пролетов подстропильной фермы, в результате чего первый сжатый раскос фермы 48—54 со стороны опоры на оси 54, подобранный из расчета шарнирности этой опоры, оказался с недостаточной площадью сечения для восприятия усилий, возникающих в неразрезной трехпролетной ферме, принятой в проекте удлинения цеха для следующей мартеновской печи.

Недостаточным для обеспечения прочности неразрезной фермы оказалось также крепление опорного раскоса фермы 48—54 к верхушке колонны по оси 54.

В процессе выборочного осмотра обрушившихся узлов и элементов были также обнаружены следующие ошибки и случаи некачественного выполнения монтажных работ.

Не поставлена стыковая накладка, соединяющая верхние пояса подстропильных ферм в осях 42—48 и 48—54 на оголовке колонны по оси 48,

предусмотренная по проекту КМ и КМД для создания неразрезной двухпролетной подстропильной фермы.

Не поставлена стыковая накладка по оси 54, предусмотренная для создания трехпролетной неразрезной подстропильной фермы при строительстве последующей очереди расширения цеха (это обстоятельство, однако, при аварии имело положительное значение, так как остановило обрушение конструкций при аварии на оси 54).

В опорном узле подстропильной фермы 42—48 со стороны оси 42 с целью укорочения фермы по фактическим размерам между колоннами была обрезана опорная планка фермы с частью фасонки, затем планка перевернута на 180° и приварена к укороченной опорной фасонке по месту.

Так как опорная планка была деформирована при монтажной сварке и не прилегала плотно к стенке колонны, в образовавшийся с одной стороны зазор заложили полосу 60×8 и приварили ее к опорному фланцу фермы и к стенке колонны по оси 42.

После указанных подгоночных работ при монтаже опорная планка подстропильной фермы 42—48 на опоре 42 касалась торцом, установленным на опорном столике колонны, всего на $\frac{1}{3}$ его площади, о чем свидетельствуют четко различимые следы смятия на торцах опорного фланца фермы и опорного столика колонны по оси 42.

При аварии этот опорный узел был оторван от колонны, что установлено по разрывам болтов, прикрепляющих опорный фланец фермы к колонне.

В опорном узле подстропильной фермы 42—48 со стороны колонны оси 48 нет следов опирания торца опорного фланца на опорный столик (оба торца ржавые, имеются следы зазора величиной 5—6 мм). Опорный фланец подстропильной фермы был приварен к стенке верхушки колонны оси 48, что не предусмотрено проектом. Количество болтов, стоявших в узле до аварии, установить не удалось, так как болты в процессе аварии выпали из всех отверстий.

При обрушении подстропильной фермы 42—48 этот узел был также оторван от колонны, о чем свидетельствует характер разрушения швов.

В опорном узле подстропильной фермы 48—54 со стороны колонны оси 48 обнаружены следы соскакивания опорного фланца со столика. Состояние этого узла до аварии установить не удалось.

В торце верхушки колонны по оси 48 для заводки опорного узла подстропильной фермы 42—48 был вырезан проем в накладке оголовка колонны, что является следствием ошибок проекта, в котором недостаточно прорабатывались вопросы увязки монтажа стропильных и подстропильных ферм с конструктивными решениями.

При осмотре фасонки связей по фермам в районе обрушения (меж-

ду осями 42—54) были обнаружены отверстия, диаметр которых был при монтаже увеличен ручным кислородным резаком.

В процессе обследования обрушенных стальных конструкций были установлены нарушения нормальной эксплуатации здания мартеновского цеха.

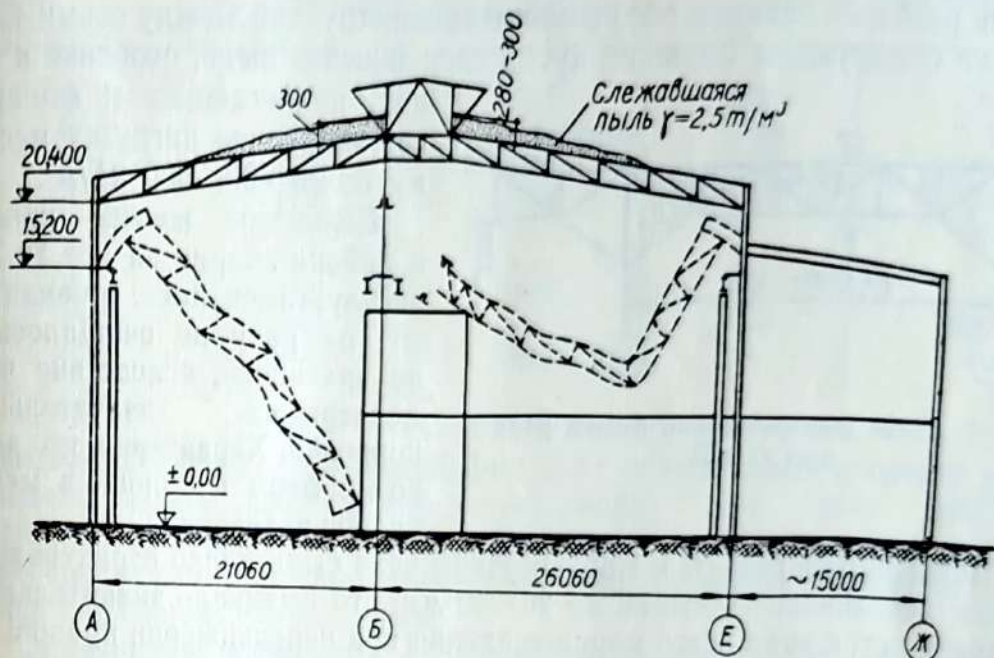


Рис. 16. Схематический поперечный разрез мартеновского цеха в месте аварии.

На многих элементах стропильных и подстропильных ферм обнаружены скрутки тросов и проволоки со следами старых местных и общих деформаций элементов, образовавшихся задолго до аварии.

Это свидетельствует об использовании стальных конструкций каркаса для подъема различных грузов в процессе эксплуатации (для ремонта оборудования и в других целях) в местах, не рассчитанных на такие нагрузки, что создавало значительные повреждения отдельных элементов несущих конструкций покрытия, при этом особо опасными являлись места с выпучиванием сжатых раскосов ферм из плоскости фермы.

В течение всего срока эксплуатации (около 12 лет) ни одного раза не убирались отложения пыли, которые за весь период эксплуатации достигли большой толщины, особенно вдоль фонаря по ряду Б, т. е. над обрушившимися подстропильными фермами (рис. 16).

О толщине слоя пыли и ее размещении в поперечном разрезе в разрушенной части покрытия можно было судить по скоплениям пыли в сохранившихся примыкающих частях кровли (по осям 42 и 54), а также по кускам слежавшейся пыли, обрушившимся вместе с кровлей между осями 48 и 54.

На участке кровли между осями 54—60 рядом с обрушенной зоной был взят средний образец слоя многолетней слежавшейся пыли объемным весом $2,4\text{--}2,5\text{ т/м}^3$, что составляло фактическую нагрузку в этом месте $160\text{--}180\text{ кг/м}^2$, вместо принятой в проекте нормативной нагрузки от пыли 25 кг/м^2 .

При разборке завалов обрушившихся конструкций между осями 42—54 были обнаружены большие куски слежавшейся пыли, особенно в зонах, прилегающих к фонарю, составляющие нагрузку местами более $400\text{--}500\text{ кг/м}^2$.

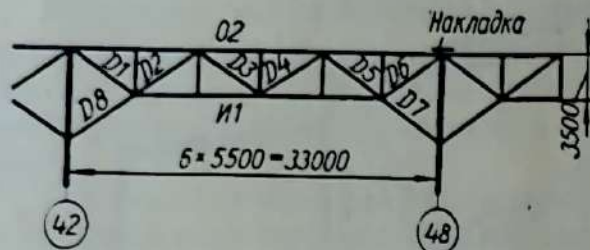


Рис. 17. Схема подстропильной фермы ряда Б осей 42—48.

Волнистое железо кровли в районе аварии за все 12 лет эксплуатации цеха, по-видимому, ни разу не очищалось и не красилось, вследствие чего подверглось значительной коррозии. Характерно, что коррозия ферм и колонн в месте аварии невелика.

Подкрановые рельсы в мартеновском цехе были плохо отрихтованы, имели деформации в стыках до $20\text{--}30\text{ мм}$, что вызывало значительные удары и сотрясения всего каркаса здания при передвижении кранов.

Отсутствовал контроль за эксплуатацией отдельных конструкций несущего каркаса здания: регулярных осмотров основных узлов не производили, подвеска грузов к фермам в не предусмотренных проектом местах не запрещалась, конструкции не очищались и не окрашивались.

Для оценки несущей способности подстропильных ферм в месте аварии (ряд Б оси 42—48 и 48—54) были произведены поверочные расчеты двух вариантов (рис. 17):

неразрезной двухпролетной подстропильной фермы $2 \times 33\text{ м}$ при наличии накладки («рыбки») на оси 48;

разрезной однопролетной подстропильной фермы 33 м при отсутствии накладки.

Для этих двух схем были определены напряжения при двух случаях нагрузок:

нормативных по проекту (собственный вес стальных конструкций покрытия, снег 50 кг/м^2 , пыль 25 кг/м^2 , нагрузки от площадок и тельфера, подвешенных к стропильным фермам);

нормативных без снега, но с пылью, взятой по замерам на кровле над соседней мартеновской печью.

Результаты расчетов приведены в табл. 3.

На основании данных таблицы можно сделать следующие выводы:

в разрезной ферме (при отсутствии «рыбки») напряжения в основ-

Таблица 3

Обозначение стержня	Расчетные напряжения, кг/см^2 , при нагрузке			
	нормативной	фактической (с пылью)	нормативной	фактической (с пылью)
	Неразрезная двухпролетная ферма $2 \times 33 \text{ м}$		Разрезная ферма 33 м	
О 2	1370	1700	2100	1760
И 1	1545	1945	2080	2720
Д 1	1370	1740	1730	2260
Д 2	1410	1730	2120	2750
Д 3	985	—	—	—
Д 4	1335	—	—	—
Д 5	1220	1590	—	—
Д 6	1000	—	1730	2260
Д 7	1520	2010	—	—

ных элементах подстропильной фермы от нормативных нагрузок значительно выше допускаемых напряжений для стали ВМСт.Зкп (1600 кг/см^2), но менее предела текучести, т. е. даже при загрузении нормативными нагрузками разрезная подстропильная ферма приближается к предельному состоянию;

в разрезной ферме (при отсутствии накладки) напряжения в элементах О2, И1, Д2 от нормативных нагрузок без снега, но с пылью намного превышают нормативный предел текучести и близки к его фактическому значению ($2600\text{—}2700 \text{ кг/см}^2$), полученному в результате испытаний контрольных образцов, взятых из этих элементов, т. е. несущая способность подстропильной фермы в этом случае была исчерпана;

в неразрезной ферме (при наличии «рыбки») напряжения в основных элементах фермы от нормативной нагрузки, без снега, но с пылью превышают допускаемые напряжения (1600 кг/см^2) до 22%, т. е. и в случае выполнения подстропильной фермы по проекту многолетние скопления пыли создают недопустимые перегрузки подстропильных ферм.

На основании анализа проектных материалов, осмотра обрुшенных конструкций и условий их эксплуатации, а также по результатам поверочных расчетов представилось возможным предположить такую последовательность аварии.

В результате перегрузки от скоплений пыли, превышающей во много раз нормативную в подстропильной ферме 42—48, работающей как разрезная ферма (при отсутствии «рыбки»), произошла потеря устойчивости верхнего пояса О2 или сжатого раскоса Д2, в результате чего ферма просела, и опорный узел на оси 48 потянул оголовок колонны в сторону оси 42, где верхушка колонны была жестко раскреплена связями холостого пролета с колонной по оси 40.

Опорный узел фермы 48—54 соскочил с опорного столика колонны по оси 48, верхушка которой изогнулась в сторону оси 42 в результате провисания фермы 42—48, при этом болты разорвались и подстропильная ферма 48—54 превратилась в консоль с заделкой в колонне по оси 54.

Это предположение подтверждается свежими следами скольжения с образованием заусениц на торцах опорного фланца и столика в колонне по оси 48.

Опорный узел подстропильной фермы 42—48 после провисания фермы и отрыва швов, прикрепляющих опорный фланец к стенке колонны по оси 42, также соскочил с опорного столика этой колонны, и ферма в осях 42—48 превратилась в консоль с заделкой в колонне по оси 48.

В дальнейшем произошло обрушение обеих подстропильных ферм и опирающихся на них стропильных ферм, фонарей, кровли и других конструкций. Обрушение конструкций остановилось на оси 42 ввиду жесткого крепления этой поперечной рамы каркаса к раме по оси 40, а на оси 54 — в связи с разрушением швов, прикрепляющих опорный подкос подстропильной фермы 48—54 к колонне, и отсутствием накладки в верхнем опорном узле фермы над оголовком колонны по оси 54.

Приведенные проектные данные и обстоятельства аварии дают основание считать, что авария произошла в результате сочетания следующих причин: перегрузки подстропильных ферм ряда Б в осях 42—48 и 48—54 от многолетних скоплений мартеновской пыли в условиях, когда из-за отсутствия соединительной накладки была нарушена проектная расчетная схема, и подстропильная двухпролетная ферма фактически превратилась в две однопролетные фермы.

Однако следует отметить, что каждая из этих двух причин в отдельности не могла привести к аварии, так как скопления пыли в неразрезной ферме или отсутствие пыли в разрезной ферме не создают предельного состояния в подстропильных фермах.

ГЛАВА II

АВАРИИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СПЕЦИАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

1. ОБРУШЕНИЕ ТРАНСПОРТЕРНОЙ ГАЛЕРЕИ ГОРНООБОГАТИТЕЛЬНОГО КОМБИНАТА

Авария произошла в апреле 1962 г. в условиях резкого дневного потепления.

Непосредственно перед аварией монтаж металлоконструкций и общестроительные работы были закончены, механо- и электромонтаж были в стадии пуско-наладочных работ, производили вулканизацию стыков транспортерных лент и другие завершающие работы.

Схема аварии транспортерной галереи показана на рис. 18. Галерея состоит из четырех балочных пролетных строений общей длиной 93,4 м, опирающихся на три промежуточные шарнирные опоры, выполненные в виде качающихся пилонов, и две крайние опоры: верхнюю (неподвижный шарнир на конструкции корпуса обогащения) и нижнюю (катковую).

Такая проектная схема опор должна обеспечивать свободу упругих и температурных деформаций пролетных строений галереи.

Обрушение началось с падения пилона № 1 в сторону корпуса обогащения. После этого начали обрушаться пролетные строения № 1 и 2, затем произошло падение пилона № 2 (также в сторону корпуса обогащения) и пролетного строения № 3.

Пилон № 3 и пролетное строение № 4 остались в проектом положении. При контрольных взвешиваниях элементов ограждающих конструкций галереи было установлено, что сборные железобетонные плиты стен и кровли имеют средний вес 308 кг/м^2 при нормативной нагрузке, принятой в расчете, 280 и весе по проекту 270 кг/м^2 , т.е. фактический вес больше нормативной нагрузки на 10 и проектного веса на 14%.

Фактическая опорная реакция пролетного строения № 2 на пилон № 1, подсчитанная по реальным нагрузкам, в момент аварии имела величину 195 т (на две главные фермы).

При осмотре обрушенных металлоконструкций трех пролетных строений и двух пилонов, а также оставшихся в проектом положении пилона № 3 и пролетного строения № 4 был обнаружен ряд дефектов в выполнении работ и отступлений от проекта:

на оголовке пилона № 1 не было упорной планки и опорных плит, не было обнаружено следов сварных швов, прикрепляющих указанные детали к оголовку пилона;

на опорных узлах главных ферм пролетных строений № 1, 2 и 3 в местах их опирания на оголовки пилонов также отсутствовали опорные плиты и не было следов сварных швов, которыми эти плиты должны были прикрепляться к нижним поясам главных ферм в опорном узле; обрушившиеся металлоконструкции главных ферм пролетных строений № 1, 2 и 3 и пилонов № 1 и 2 значительно деформированы, однако

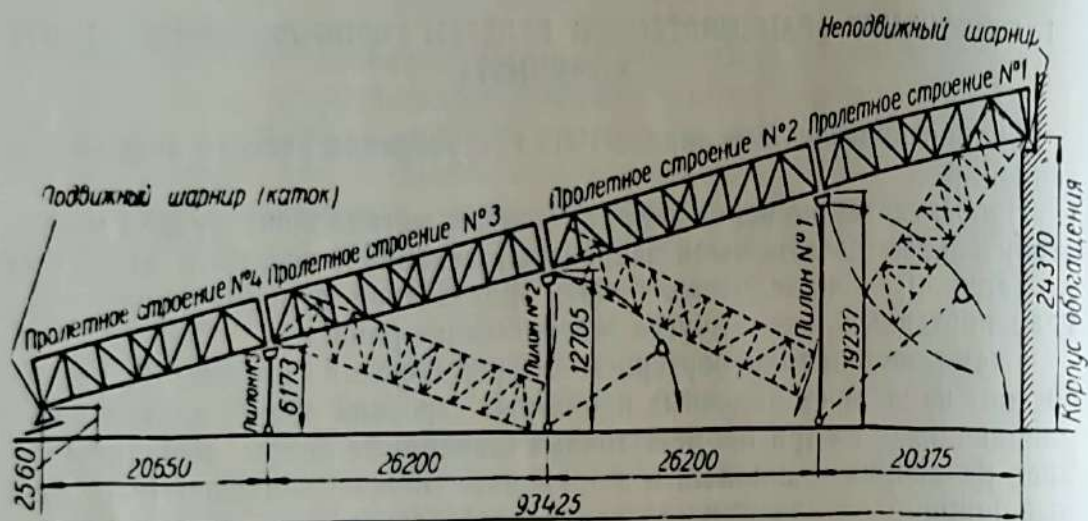


Рис. 18. Схема аварии транспортной галереи горнообогатительного комбината.

хрупких разрывов, которые могли послужить причиной аварии, не обнаружено;

пилоны № 1 и 2 были поставлены на фундаментах с применением толстых пакетов прокладок под опорные плиты, выравнивающие верх неточно выполненных фундаментов до проектных отметок; зазоры между опорной плитой и верхом фундаментов недостаточно заделаны цементным раствором или вовсе не подлиты (пилон № 1); на нескольких анкерных болтах отсутствовали гайки;

катучие опорные части на нижней опоре фактически не являлись подвижным шарниром, так как опорная плита была согнута, вместо двух катков установлен один, и тот был заклинен между направляющими и согнутой опорной плитой.

Кроме того, отсутствовали необходимые для температурных перемещений зазоры между ограждающими конструкциями нижней части галереи и кирпичной кладкой сооружения, примыкающего к галерее; плиты кровли с обеих сторон оперты на одну и ту же балку — без температурного шва.

Сравнение чертежей проекта КМ, выполненного проектным институтом, и детализированных чертежей КМД, выполненных конструкторским отделом завода-изготовителя, а также осмотр конструкций в натуре вы-

явили, что в детализировочных чертежах КМД без согласования с проектным институтом, разработавшим КМ, была изменена конструкция монтажного сопряжения опорного узла, главной фермы с оголовком пилона (рис. 19).

По проекту КМ опорные планки толщиной 20 мм должны привариваться к главной ферме на заводе, а при монтаже устанавливаться на

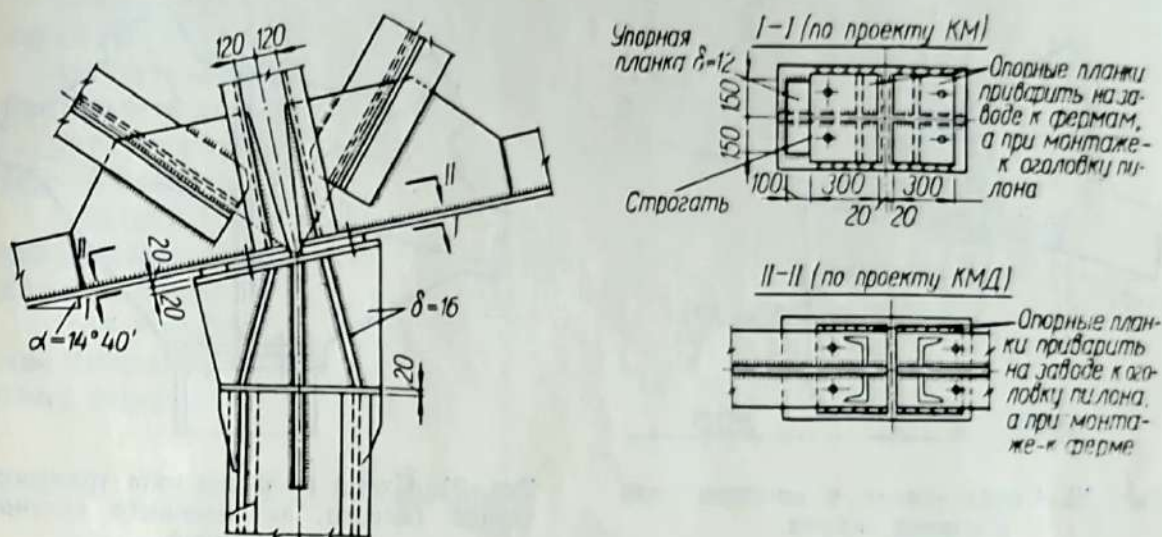


Рис. 19. Опорный узел пролетного строения транспортной галереи.

монтажных болтах с фиксацией на верхней опоре по строганой кромке упорной планки. После выверки эти опорные планки должны быть приварены к оголовку пилона.

Такое решение было недостаточно технологичным, так как не обладало достаточной компенсационной способностью погашать неточности изготовления и монтажа главных ферм по длине, перекосы опорных и упорных планок и другие дефекты, поэтому при разработке детализировочных чертежей КМД была осуществлена попытка улучшить конструкцию этого монтажного узла.

Согласно внесенным изменениям опорные планки должны привариваться на заводе не к опорному узлу фермы, а к плите оголовка пилона, при этом опорный узел главной фермы после установки на монтажных болтах и выверки должен был быть приварен к опорной планке, отнесенной к пилону.

Однако приварка опорных узлов главных ферм к пилонам была произведена не всюду и, в частности, отсутствовала на пилоне № 1, с которого и началось обрушение галерей.

Отсутствие монтажных швов руководители монтажа объясняли тем, что в детализировочных чертежах КМД эти швы были пропущены при ко-

пировании и сверке калек, однако фактическая приварка опорных узлов главных ферм к оголовкам других пилонов свидетельствует о том, что при производстве монтажных работ знали о необходимости приварки опорных планок как к плите оголовка пилон (заводская сварка), так и к опорному узлу главной фермы (монтажная сварка).

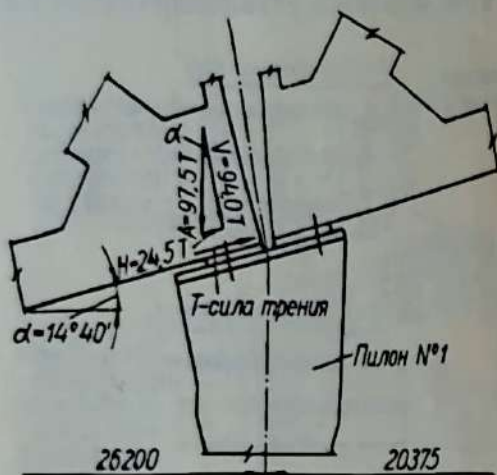


Рис. 20. Схема усилий в опорном узле в момент аварии.

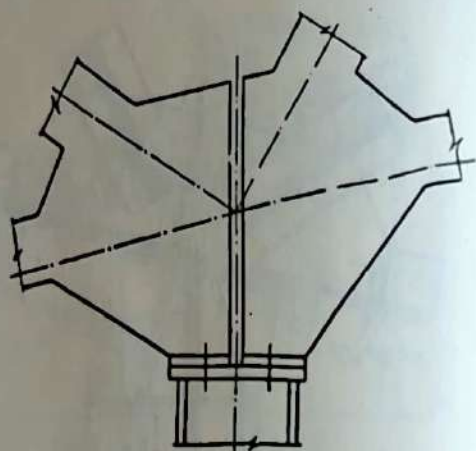


Рис. 21. Схема опорного узла транспортной галереи, не имеющего скатной составляющей.

Проверочным расчетом было установлено, что в соответствии с фактическим выполнением в монтажном узле сопряжения пролетного строения № 2 с оголовком пилон № 1 равновесие сил существовало по следующей схеме (рис. 20).

Вертикальная реакция от нагрузок, действующих в момент аварии

$$A = 0,5 \cdot 195 = 97,5 \text{ т.}$$

Вертикальная составляющая реакции

$$V = A \cos 14^\circ 40' = 97,5 \cdot 0,9674 = 94,0 \text{ т.}$$

Скатная составляющая

$$H = A \sin 14^\circ 40' = 97,5 \cdot 0,253 = 24,5 \text{ т.}$$

Удерживающая сила (в предельном состоянии) состояла из сил трения опорного узла об опорную планку и прочности на срез двух черных болтов М20 из стали Ст. 3:

$$T = f \cdot V + n_b \frac{\pi d_b^2}{4} \tau_{ср}^{пр} = 0,1 \cdot 94 + 2 \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} 3800 = 33,2 \text{ т.}$$

Для нарушения предельного равновесия нужен был толчок с усилием

$$\Delta H = T - H = 33,2 - 24,5 = 8,7 \text{ т.}$$

Усилием для такого толчка могла послужить температурная деформация главных ферм, возникшая при резком потеплении в день аварии. Так как при заглушении нижней катковой опоры свободы для этих температурных деформаций не было, то они и могли нарушить предельное равновесие в наиболее слабом узле — на пилоне № 1, где отсутствовали сварные швы, прикрепляющие главную ферму к оголовку пилона.

Таким образом, основными причинами обрушения транспортной галереи № 12 следует считать:

отсутствие сварных швов, прикрепляющих опорный узел главной фермы пролетных строений № 1, 2 и 3 к оголовкам пилонов № 1 и 2;

заглушение подвижности катковой опоры в нижнем узле транспортной галереи.

Следует, однако, отметить сопутствующую причину — неудачное конструктивное решение монтажного сопряжения опорных узлов с оголовками пилонов на наклонных опорных площадках.

Для подобных монтажных сопряжений следует рекомендовать решение опирания наклонных главных ферм на горизонтальные площадки по типу, показанному на рис. 21.

2. АВАРИЙНОЕ СОСТОЯНИЕ ТРАНСПОРТЕРНОЙ ГАЛЕРЕИ

Транспортерная галерея между станцией приводов и корпусом 3—4 стадии дробления (рис. 22) состоит из двух параллельно расположенных пролетных строений. Пролетные строения обеих транспортных галерей представляют собой наклонную 4-пролетную цепь разрезных балочных ферм, опирающихся на три промежуточных качающихся пилона, нижнюю опору (неподвижный шарнир) и верхнюю (подвижный шарнир). При такой схеме, обычной для транспортных галерей, упругие и температурные деформации могут происходить свободно за счет передвижки катучей опоры.

Непосредственно перед обнаружением аварийного состояния 14 апреля 1966 г. работал только транспортер К1. 15 апреля 1966 г. в 8 час. транспортер К1 был остановлен в соответствии с графиком ремонтов и одновременно включен транспортер К2, но не на полную мощность (1900—2100 т/час), а на 1000—1200 т/час из-за некоторой неисправности ленты.

В этот же день была обнаружена значительная деформация опорного узла внешней (южной) главной фермы Ф2 пролетного строения галереи под транспортер № 2 (рис. 23) на пилоне И2, что привело пролетное строение Ф2 в аварийное состояние.

Деформация опорного узла произошла по причине потери устойчивости опорной фасонки на участке между торцом уголков опорного раскоса и пером уголков нижнего пояса длиной около 140 мм, при этом

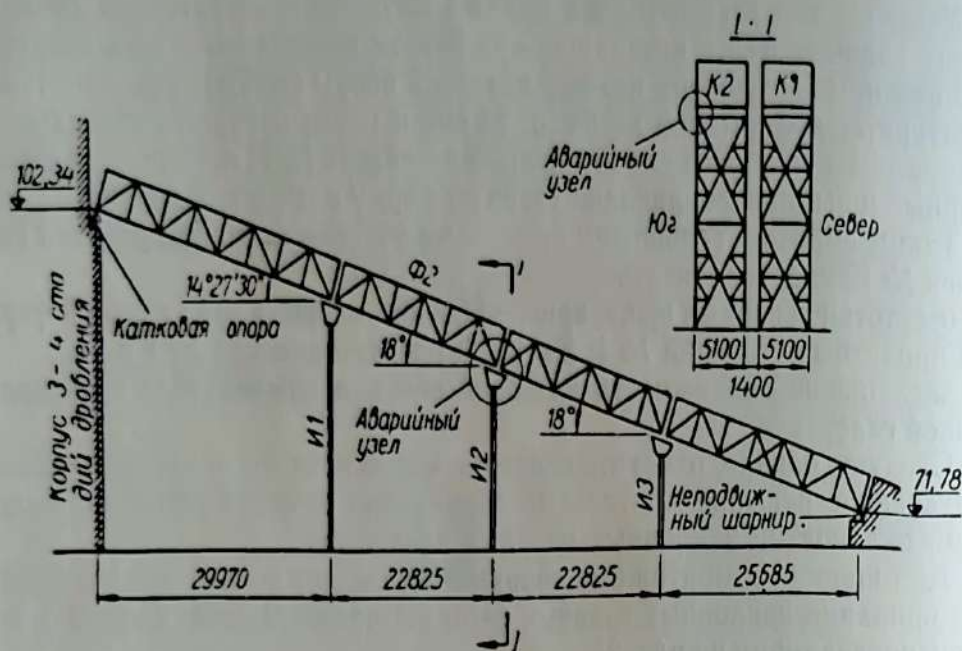


Рис. 22. Транспортная галерея к корпусу 3—4 стадий дробления.

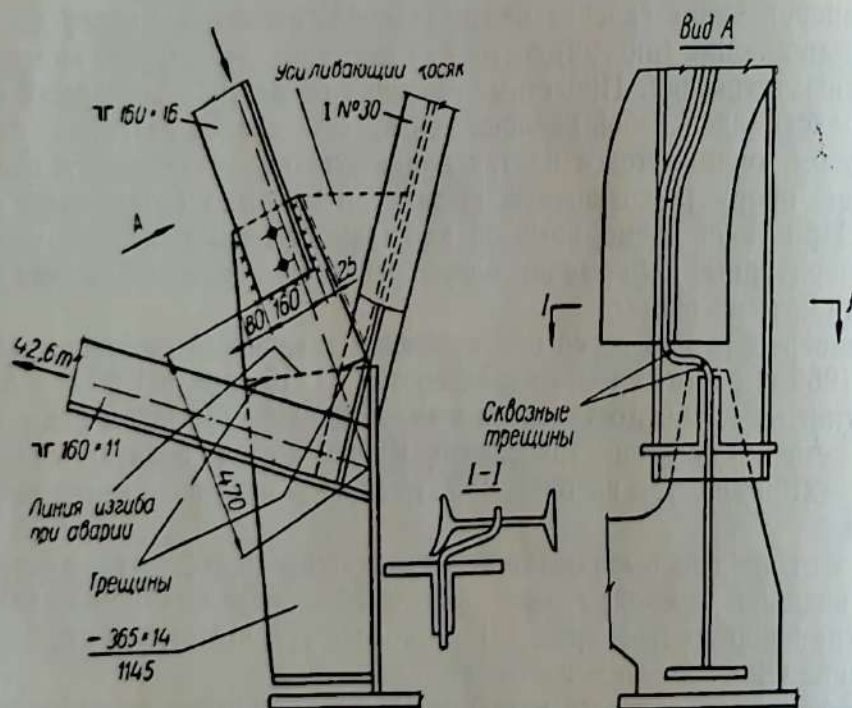


Рис. 23. Аварийный опорный узел с деформированной фасонкой.

фасонка приняла на этом участке зетообразную форму, а в местах перегибов фасонки образовались трещины.

Верхняя часть фасонки с торцом опорного раскоса уперлась в полку двутавра опорной стойки фермы, что и предотвратило обрушение пролетного строения. После обнаружения аварийного состояния было произведено временное усиление узла, имеющее целью закрепление его в деформированном состоянии за счет приварки клинообразной фасонки между опорным раскосом и опорной стойкой. Одновременно были усилены аналогичные опорные узлы других пролетных строений транспортной галереи.

При осмотре и замерах деталей аварийного узла установлено, что опорная фасонка у торца уголков опорного раскоса имеет ширину 270 мм, что при толщине 14 мм составляет площадь сечения $37,7 \text{ см}^2$, не компенсирующую прикрепляемый опорный раскос из двух уголков $160 \times 16 \text{ мм}$ площадью $98,2 \text{ см}^2$. Как показали расчеты, напряжения в фасонке от действовавших нагрузок, с учетом эксцентриситета между центром тяжести уголков и фасонки, значительно превышают предел текучести, а от расчетной нагрузки — предел прочности.

Кроме того, нарушению предельного состояния опорной фасонки могли способствовать температурные напряжения, неизбежно возникающие при заглушении катковой опоры.

Если принять перепад температуры от -20 (во время монтажа) до $+20^\circ\text{C}$, то температурные напряжения сжатия по оси нижних поясов главных ферм достигают $\sigma = 1000 \text{ кг/см}^2$.

Эти дополнительные температурные напряжения сжатия значительно ухудшают условия работы опорной фасонки, имеющей сравнительно большую гибкость и недостаточное сечение.

Конструкция катковой опоры неудачна, не обеспечивает необходимой подвижности катков (до 70 мм при длине галереи 101,3 м), их перемещению препятствуют головки болтов, крепящих опорную плиту фермы к верхней плите опоры (рис. 24).

Свободный ход катка до упора о головку болта составляет всего 7—8 мм, однако и эта ограниченная подвижность катков была затруднена, так как болты по осям катков были затянуты, и катки оказались защемленными в щеках, приваренных к опорным плитам.

Установка катковой опоры транспортной галереи на корпусе 3—4 стадий дробления выполнена с отступлениями от проекта: нет бортового элемента и вертикальной кирпичной стеночки (защищающих опору от засорения), железобетонные плиты стен и кровли вплотную примыкают к стенам корпуса, что полностью заглушает катковую опору.

В проекте нет соответствующего расчета и указаний о положении катков и опорных плит в зависимости от температуры, при которой производился монтаж галереи, т. е. положение катков на всех подвижных

опорах носит случайный характер и не обеспечивает необходимую подвижность опоры при изменениях температуры.

Следует особо отметить, что при строительстве многочисленных транспортных галерей горнообогатительных комбинатов проектирование и монтаж катковых опор, а также выполнение строительных работ в этом узле производились без учета функций подвижной опоры, что приводило

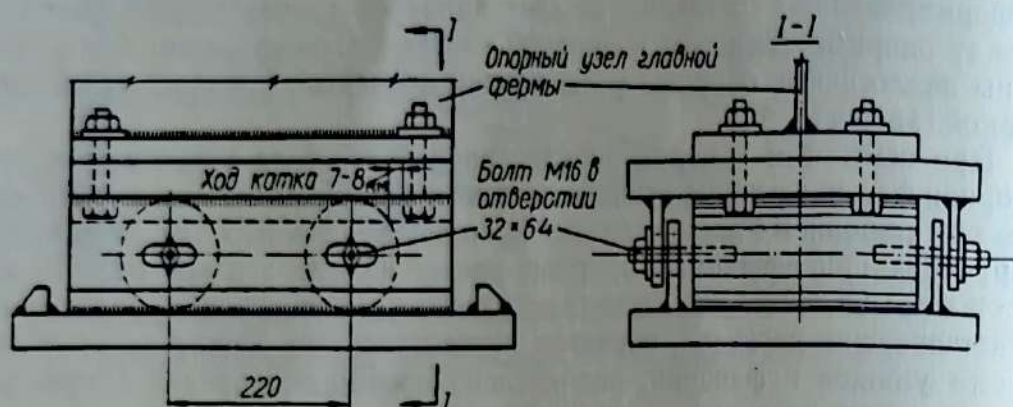


Рис. 24. Конструкция катковой опоры транспортной галереи.

к фактическому заглушению катков и лишению их свободы температурных перемещений.

Отсутствие свободы для температурных и упругих деформаций вызывает значительные дополнительные усилия в нижних поясах главных ферм галерей и особенно усложняет напряженное состояние опорных узлов и сопряжений их с оголовками пилонов.

Проектирование и выполнение подвижных опор в торцах транспортных галерей должно быть исключительно четким, гарантировать свободу температурных и упругих деформаций главных ферм пролетных строений так, как это осуществляется, например, в мостостроении.

Однако заглушение подвижной опоры явилось лишь сопутствующей причиной аварийного состояния фермы Ф2, так как основной причиной надо считать недостаточное сечение опорной фасонки в месте примыкания опорного раскоса.

Основная ошибка была совершена при разработке опорных узлов главных ферм в проекте КМ, когда проектировщик, вычертив узловую фасонку, не проверил достаточность ее сечения в месте примыкания опорного раскоса, а заводской конструктор повторил эти размеры в рабочем чертеже.

При монтаже транспортной галереи было обращено внимание на недостаточность сечения опорной фасонки ферм Ф2. Проектировщики проверили прочность опорной фасонки и разработали ее усиление за

счет приварки косяков между фасонкой и стенкой двутавра опорной стойки (на рис. 23 показано пунктиром).

Усиление ферм, находящихся в стадии изготовления, должно было быть произведено заводом металлоконструкций, а ферм, находящихся на строительной площадке, — при монтаже. Однако из-за отсутствия надлежащего контроля исполнения опорных узлов фермы Ф2 транспортной галереи к корпусу 3—4 стадии дробления усилены не были.

Важнейшим уроком этой аварии следует считать необходимость обязательной проверки прочности фасонки в опорных и других наиболее напряженных узлах ферм авторами проекта КМ. Проверку узловых фасонки следует включать в обязательный состав расчета наряду с подбором сечений и расчетом прикреплений элементов в узлах.

3. АВАРИЯ КОПРА ГЛАВНОГО СТВОЛА УГОЛЬНОЙ ШАХТЫ

В ноябре 1967 г. произошло обрушение металлического станка копра главного ствола угольной шахты в стадии монтажа. Металлические конструкции станка копра монтировали с октября 1966 по февраль 1967 г. Проект производства монтажных работ предусматривал сборку станка копра на накаточных путях на расстоянии 58 м от оси главного ствола угольной шахты.

По проекту производства работ предусматривалось временное закрепление станка копра при помощи четырех расчалок. Якоря для расчалок, расположенных с юго-восточной стороны, располагались на расстоянии 80 м от места сборки ствола копра.

Все расчалки закреплялись через лебедки, которые предназначались для регулирования длины расчалки при надвижке станка копра в проектное положение. Надвижка станка копра была намечена на 1969 г. после окончания горнопроходческих работ по главному стволу шахты.

В феврале 1967 г. монтаж станка копра был закончен до уровня подшивных площадок (отм. +41,0 м), и дальнейшие работы прекратились. Смонтированную часть металлоконструкций закрепили четырьмя временными расчалками к якорям, расположенным ближе к накаточным путям, чем предусматривалось проектом производства работ (рис. 25). Эти расчалки не предполагалось использовать при надвижке станка копра, и они были поставлены меньшей длины с целью экономии стальных канатов, вынужденных бездействовать в течение более двух лет.

Концы временных расчалок были прикреплены к стойкам станка копра в узлах на отметке 39,0 м, а внизу — непосредственно к якорям без лебедок. Указанные отступления от проекта производства работ не были согласованы с авторами ППР, что явилось ошибкой монтажного управления.

Далее, приостановив свои работы на длительное время, монтажники не организовали наблюдения за смонтированной частью металлокон-

струкций и не сдали объект на ответственное хранение генподрядной организации, продолжавшей работать на этом участке.

При осмотре места аварии было установлено, что к моменту обрушения конструкций в рабочем состоянии была только одна расчалка с северо-восточной стороны, а остальные три оказались снятыми с якорей,

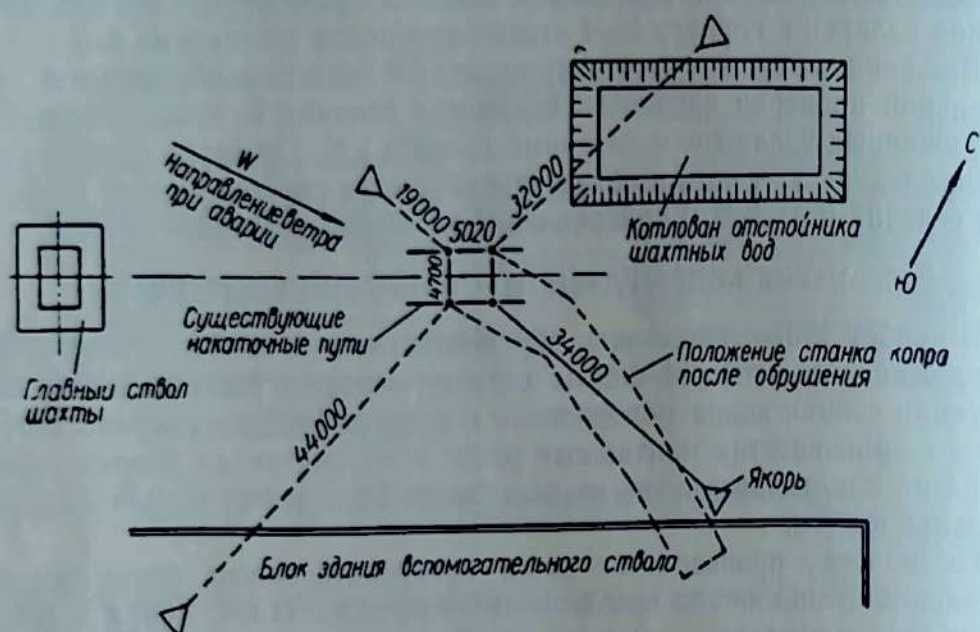


Рис. 25. Схема закрепления станка копра растяжками и его обрушения (расчалки, обозначенные пунктиром, сняты с якорей).

так как они, по-видимому, мешали производству общестроительных и специальных работ.

Большая часть обрушенных металлоконструкций получила значительные местные и общие погнутости, трещины и разрывы. Однако характер деформаций отдельных элементов и разрушения их в узлах и между узлами показывают, что такие деформации могли произойти только при ударах во время падения копра.

Рассмотрение схем монтажа станка копра показало, что общая устойчивость смонтированной части обеспечивалась только всеми расчалками.

После снятия с якорей трех расчалок устойчивость станка копра, смонтированного на накаточных путях без закрепления стоек анкерными болтами, обеспечивалась только удерживающим моментом от собственного веса конструкций относительно осей и точек возможного опрокидывания копра. Равновесие станка копра сохранялось длительное время, что обуславливалось отсутствием значительных ветровых воздействий в сторону оставшейся расчалки.

Как показал проверочный расчет, предельное состояние общей устойчивости смонтированной части копра могло наступить при скорости ветра 14—15 м/сек, направленного в сторону оставшейся в рабочем состоянии расчалки с начальным натяжением 4,5—5 т (рис. 26).

Следует полагать, что это неблагоприятное сочетание нагрузок и имело место в момент аварии.

По данным местной метеорологической станции, в день аварии был сильный порывистый ветер юго-западного направления со скоростью при порывах до 14—15 м/сек на высоте 11 м.

Такое направление ветра примерно совпадало с направлением сохранившейся расчалки и было перпендикулярно диагонали сечения станка копра.

По заявлению мастера и бригадира, осуществляющих натяжение расчалок пятитонным краном, натяжение прекращалось после срабатывания ограничителя подъема крана, т. е. фактическое усилие натяжения было не менее 5 т, что больше, чем требовалось для образования предельного состояния по устойчивости копра относительно точки опрокидывания O .

Таким образом, авария смонтированной части копра произошла в результате технически безграмотного решения о снятии с якорей трех расчалок при неблагоприятном сочетании силовых воздействий от порыва ветра со скоростью 15 м/сек, действовавшего в сторону единственной расчалки, и усилия натяжения в этой расчалке.

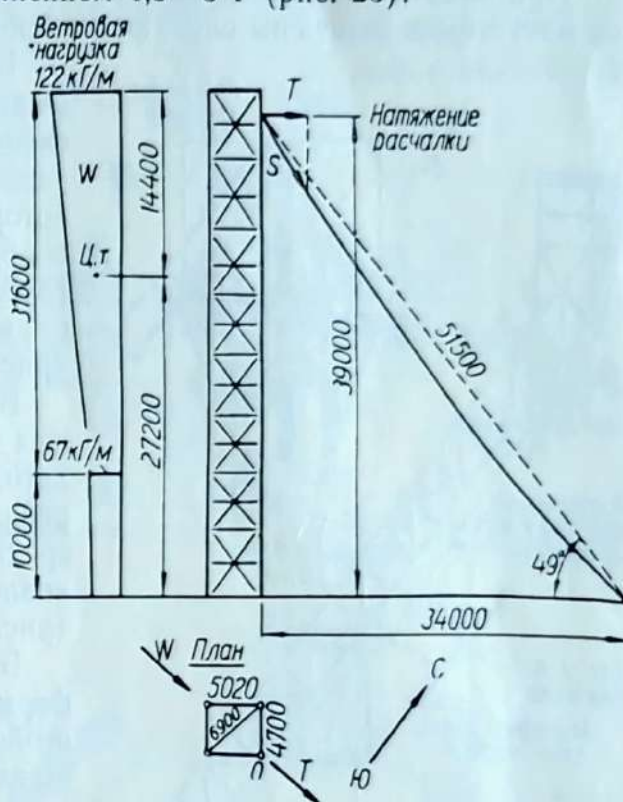


Рис. 26. Схема нагрузок на станок копра в момент аварии.

4. АВАРИЙНОЕ СОСТОЯНИЕ НАКЛОННОГО МОСТА ДОМЕННОЙ ПЕЧИ

В августе 1961 г. при окончании монтажных работ произошла авария металлоконструкций наклонного моста скипового подъемника пусковой доменной печи (рис. 27).

До аварии были смонтированы пилоны, главные фермы, балки проезжей части и подшивных площадок, настил, рельсы, связи и другие конструкции.

При осмотре выполненных работ непосредственно перед деформацией моста были отмечены следующие основные недоделки.

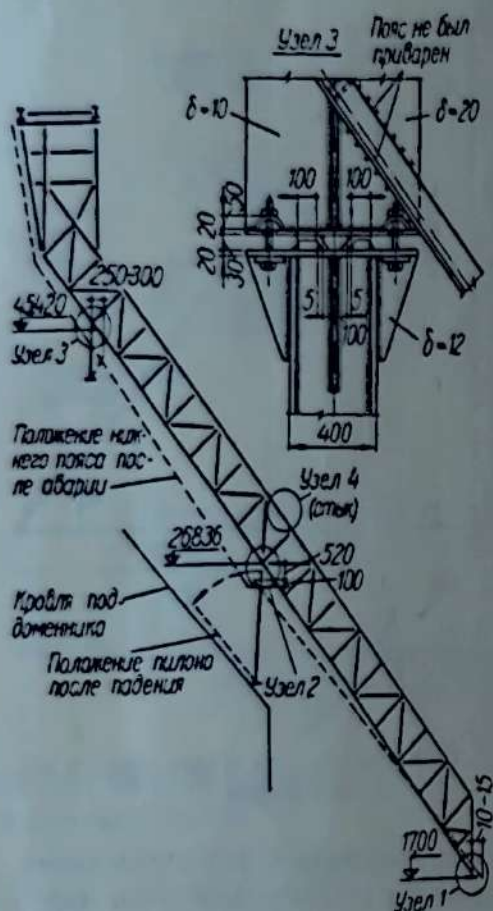


Рис. 27. Схема аварийного состояния наклонного моста к доменной печи.

Плита нижнего опорного узла была прикреплена к фундаменту у скиповой ямы только анкерными болтами, так как закладной швеллер, к которому должна привариваться опорная плита, был ошибочно заглублен на значительное расстояние от верхней плоскости фундамента (рис. 28).

Нижняя наклонная планка опорных узлов верхнего и нижнего пролетов главных ферм не была приварена монтажными швами к оголовку среднего пиллона; в этом узле установлены только по 4 болта М20 (рис. 29).

В верхнем опорном узле главных ферм стульчики, опирающиеся на оголовки пиллона колошниковой площадки, не были приварены к нижнему поясу фермы.

В монтажных стыках верхнего пояса (рис. 30) в одной из ферм, со стороны доменной печи № 5, кроме болтового соединения, предусмотренного проектом, ошибочно были наложены монтажные сварные швы, прикрепившие стыковой уголок к уголкам пояса; это превратило главную

ферму в неразрезную двухпролетную систему вместо двух разрезных пролетов по проекту.

Не полностью выполнены узлы сопряжений поперечных балок проезжей части с главными фермами моста.

При таком состоянии монтажных работ была произведена геодезическая съемка положения главных ферм, которая обнаружила проседание опор главных ферм на среднем пиллоне: правой на 16, а левой на 30 мм.

Исправление этих просадок решили произвести подъемом пиллона пу-

Рис. 28. Нижний опорный узел наклонного моста (узел 1).

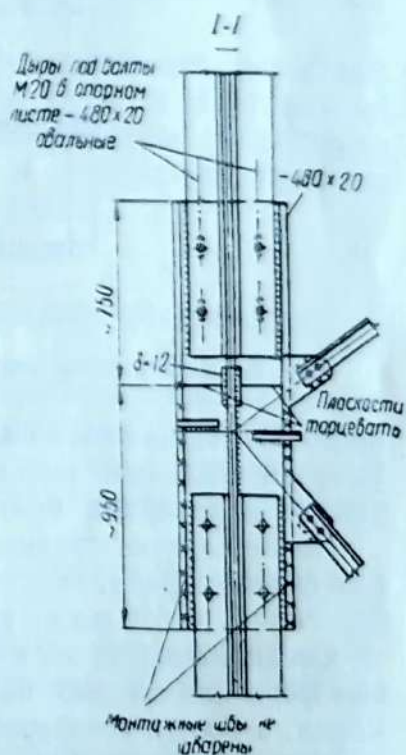
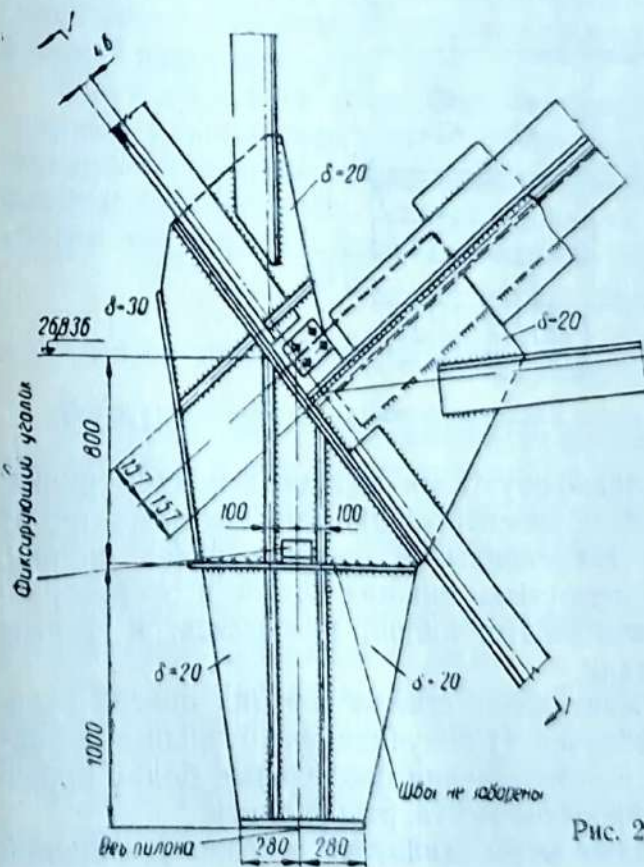
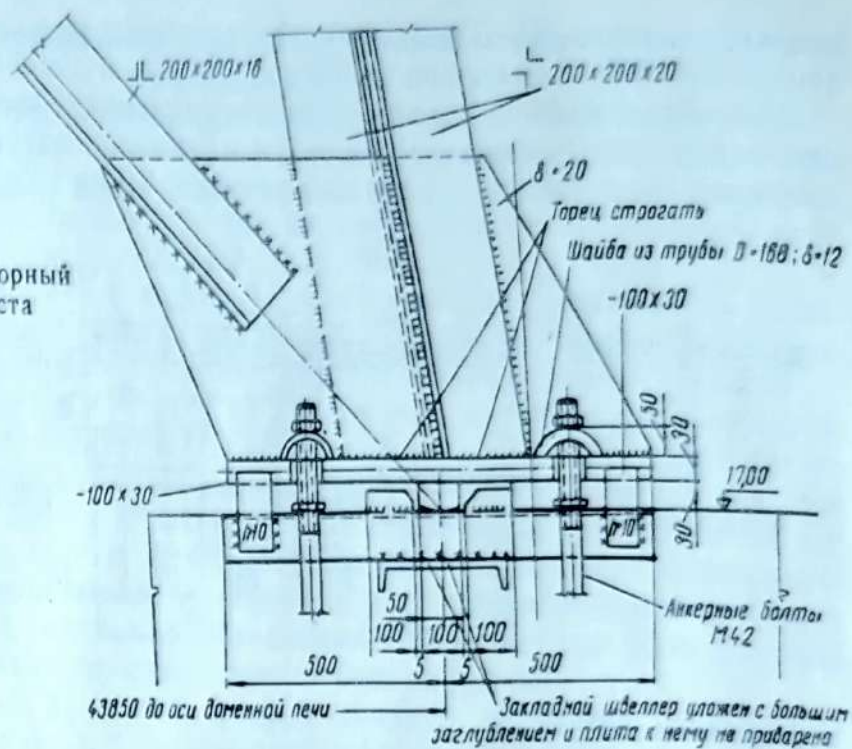


Рис. 29. Опорный узел на пилоне наклонного моста (узел 2).

тем подклинивания его нижних узлов, при этом поверочных расчетов на такой случай монтажных нагрузок не сделали.

В процессе подклинивания среднего пилона под действием возникающих значительных сдвигающих сил в наклонной плоскости сопряжения плиты оголовка пилона с плитами опорных узлов главных ферм черные

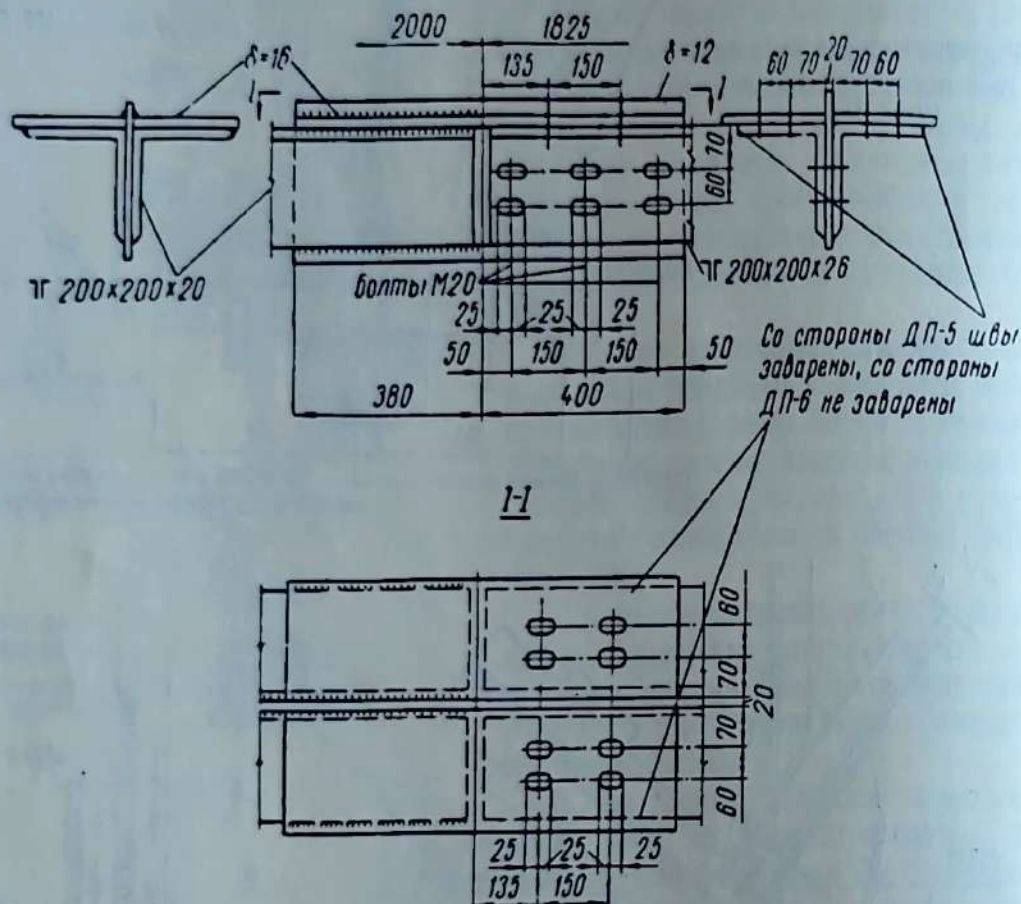


Рис. 30. Деталь стыка верхнего пояса наклонного моста над пилоном (узел 4).

болты М20 срезались, и пилон плавно опустился на кровлю поддоменника. Плавное падение пилона следует объяснить удерживающим моментом от усилий в анкерных болтах, установленных в опорных узлах пилона.

После падения среднего пилона стыки нижних поясов в опорных узлах главных ферм, опирающихся на этот пилон, разошлись, и фермы опустились на 620 мм по вертикали.

Соединительные элементы монтажных стыков верхних поясов главных ферм над средним пилоном (узел 4) получили значительные деформации, а болты, соединяющие в этом сечении продольные балки проезжей части верхнего и нижнего пролетов моста, разорвались.

Нижний опорный узел главных ферм сдвинулся в сторону скиповой

ямы на 10—15 мм, а верхние пилоны, расположенные на колошниковой площадке, наклонились в сторону скиповой ямы на 250—300 мм.

Основной причиной аварии наклонного моста доменной печи явилось подклинивание среднего пилон в условиях полностью закрепленного на крайних опорах пролетного строения моста и превращение его из-за ошибочной приварки стыковых уголков верхнего пояса в неразрезную двухпролетную ферму (см. рис. 27).

При таких условиях в процессе подклинивания образовались значительные сдвигающие силы в наклонной плоскости монтажного сопряжения плит опорных узлов главных ферм и оголовка среднего пилон.

Рихтовка пролетного строения наклонного моста за счет подклинивания среднего пилон была бы, по-видимому, возможна только при отсутствии закреплений стыковых накладок в монтажных стыках верхнего пояса, так как в этом случае пролетное строение представляло бы две разрезные фермы, подъем которых не вызвал бы больших сдвигающих сил в наклонных площадках сопряжения оголовка среднего пилон с фермами. Однако такой вариант монтажных работ мог быть допущен только после соответствующих поверочных расчетов.

Сопутствующей причиной аварии явилась неудачная конструкция опорных узлов верхнего и нижнего пролетов наклонного моста, имеющих сопряжение с оголовком среднего пилон на монтажной сварке по наклонной плоскости.

Такие наклонные сопряжения деталей следует выполнять заводской сваркой, а монтажные узлы опирания наклонных ферм на вертикальный пилон должны иметь горизонтальные площадки, в которых отсутствуют скатные составляющие опорных реакций как от эксплуатационных нагрузок, так и при монтаже (аналогично узлу на рис. 21).

5. ОБРУШЕНИЕ КОРПУСА ГАЗГОЛЬДЕРА ПЕРЕМЕННОГО ОБЪЕМА

В октябре 1964 г. при окончании ремонтных работ произошла авария газгольдера, в результате которой он был полностью разрушен: корпус резервуара и телескоп со стойками оторваны от днища, развернуты и смяты, колокол упал, получил значительные деформации и пришел в полную негодность (рис. 31).

Газгольдер имел полезную емкость 32 000 м³ при диаметре корпуса резервуара 37,5 и высоте 11,56 м.

Проект газгольдера разработан в 1949—1950 гг., изготовление и монтаж металлоконструкций газгольдера осуществлены в 1954—1956 гг., ввод в эксплуатацию — в августе 1956 г.

В июле 1961 г. был произведен первый ремонт газгольдера — заварены трещины с наложением заплат на колоколе и телескопе.

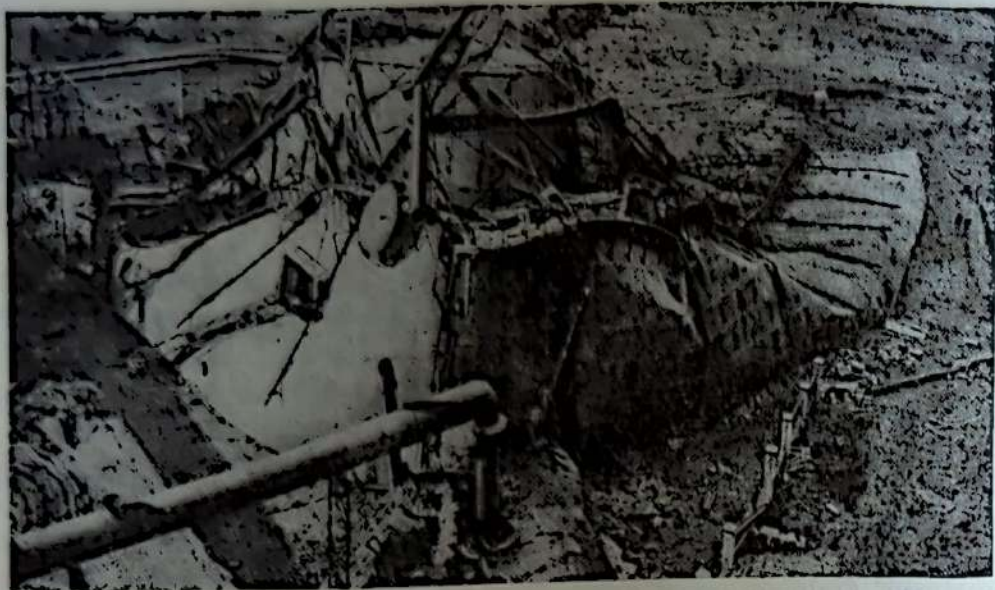


Рис. 31. Общий вид обрушившихся стальных конструкций газгольдера.

В январе 1964 г. в связи с внедрением природного газа газгольдер был отключен и поставлен на консервацию, однако во второй половине 1964 г. появилась необходимость в его эксплуатации, и с сентября 1964 г. начали производить капитальный ремонт.

В объем ремонтных работ были включены замена на колоколе листов второго, третьего и четвертого поясов; установка вставок-полос под направляющими; замена на телескопе некоторых листов пятого, шестого и седьмого поясов и установка вертикальных вставок-полос под направляющими; усиление и ремонт гидрозатвора; выверка вертикальности направляющих; испытание, регулировка, центрирование купола и телескопа и другие наладочные работы.

При производстве ремонтных работ для подъема колокола и закрепления его в верхнем положении корпус резервуара газгольдера залили водой, а телескоп и колокол наполнили газом. Затем колокол подвесили к направляющим в верхнем положении и оперли на телескоп, газ выпустили и воду слили.

В соответствии с проектом производства монтажных работ в корпусе резервуара был вырезан монтажный проем для въезда внутрь газгольдера автомобильного крана, а после окончания ремонтных работ внутри газгольдера монтажный проем был закрыт ранее вырезанными листами и обварен по контуру сварным швом.

По проекту вставка должна была соединяться с корпусом резервуара односторонней сваркой стыка с V-образной разделкой кромок и перекрытием стыковой накладкой (рис. 32, а). Двустороннюю сварку стыка

нельзя было применить, так как в незаполненном состоянии газгольдера с внутренней стороны располагались стенки телескопа и колокола.

Фактически сварка стыкового шва между вставкой и корпусом резервуара была осуществлена с наружной стороны без накладок (рис. 32, б).

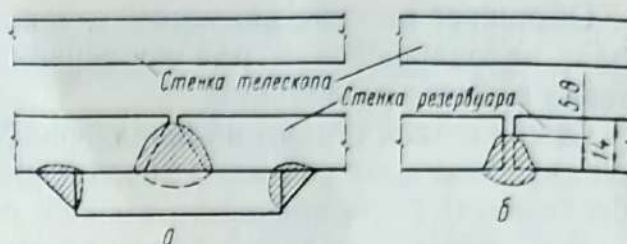


Рис. 32. Шов заделки монтажного проема корпуса газгольдера:

а — по проекту; б — фактически.

В октябре 1964 г. для опускания отремонтированных колокола и телескопа резервуар газгольдера начали вновь заполнять водой, и 30 октября, когда уровень воды не достиг верха резервуара приблизительно на 1 м, произошел разрыв стенки корпуса по образующей, проходящей по монтажному стыку и целому металлу, отрыв стенки корпуса резервуара от днища и обрушение всех металлоконструкций газгольдера.

Хлынувшей из газгольдера водой были разрушены две железобетонные опоры трубопроводов, а также заводской железнодорожный путь на участке длиной около 150 м.

При расследовании обстоятельств аварии и установлении причин разрушения газгольдера были проведены обследование обрушившихся металлоконструкций и контрольные испытания основного и наплавленного металла сварных соединений.

Для корпуса резервуара, телескопа, колокола и днища была применена мартеновская кипящая сталь марки Ст. 3 по ГОСТ 380—50, что соответствовало действующим в то время техническим условиям на проектирование, изготовление и монтаж газгольдеров переменного объема.

За время почти 8-летней эксплуатации и 8-месячной консервации стальные конструкции газгольдера, находясь в агрессивной среде химического завода, подверглись значительной коррозии, при этом меры к защите газгольдера от коррозии со стороны службы эксплуатации совершенно не принимались. Рассмотрение начальных разрушений корпуса резервуара газгольдера выявило ряд особенностей:

первоначальная вертикальная трещина в стенке корпуса резервуара проходит на 58% общей длины по целому металлу и на 42% — по сварному шву, трещина является результатом явного хрупкого разрушения;

последующим этапом разрушения газгольдера является отрыв вертикальной стенки резервуара от днища, происшедший почти на всей длине по околошовной зоне и имеющий также характер хрупкого разрушения. Только на отдельных участках отрыв произошел по сварным швам, прикрепляющим стенку к днищу, и имеет характер пластического разрушения.

Обращает на себя внимание хрупкое разрушение стыка стойки колокола, находившейся в районе первоначальной вертикальной трещины стенки корпуса резервуара.

Стыки ветвей стойки из швеллеров № 14 были осуществлены приваркой двух накладок сечением 50×5 и 50×6 мм к полкам швеллера, что не обеспечивает равнопрочности стыка с основным сечением.

Вертикальный сварной шов по кромке монтажного проема в месте трещины выполнен некачественно: при толщине стыкуемых листов стенки корпуса и вставки до 14 мм (в нижних поясах) сварка произведена без скосов кромок с одной стороны, что не обеспечило полного провара шва по всей толщине стенки (см. рис. 32, б).

Следует отметить, что ослабленный вертикальный стыковой шов при действии гидростатического давления от заполнения резервуара водой, как показали контрольные испытания и поверочный расчет, имел достаточную несущую способность, поэтому потеря прочности этого шва могла быть только в результате хрупкого разрушения от случайных динамических воздействий, возникших непосредственно перед аварией.

В результате анализа данных проекта, обследования обрушившихся конструкций, контрольных испытаний основного и наплавленного металла и поверочных расчетов были разработаны две версии предполагаемой последовательности обрушения металлоконструкций газгольдера:

I. Под действием гидростатического давления воды, заполнившей корпус резервуара, и ударов кувалд, наносимых в процессе ремонта, могло произойти хрупкое разрушение по вертикальной образующей стенки корпуса резервуара снизу вверх, включая участки монтажного шва, по стыку вставки монтажного проема со стенкой и по целому металлу (Ст. Зкп).

После этого первоначального разрушения мог произойти хрупкий отрыв вертикальной стенки резервуара от днища по околошовной зоне, где велики местные напряжения от краевого эффекта и возможна зона температурного старения кипящей стали. Затем произошло обрушение всех металлоконструкций газгольдера (рис. 33).

II. Первичным разрушением мог быть также хрупкий разрыв стыка ветвей стойки, поддерживающей колокол, и последующий удар колокола о стенку резервуара, вызвавший разрушение по образующей и далее, как описано в первой версии.

Главными причинами происшедшей аварии газгольдера, однако, следует считать:

недостаточное сечение и низкое качество монтажных швов в стыке стенки корпуса со вставкой, закрывающей монтажный проем. Этот шов был выполнен с одной стороны, без разделки кромок и без накладки, что не соответствует проекту капитального ремонта;

применение для оболочек газгольдера кипящей стали, имеющей склонность к хрупкому разрушению.

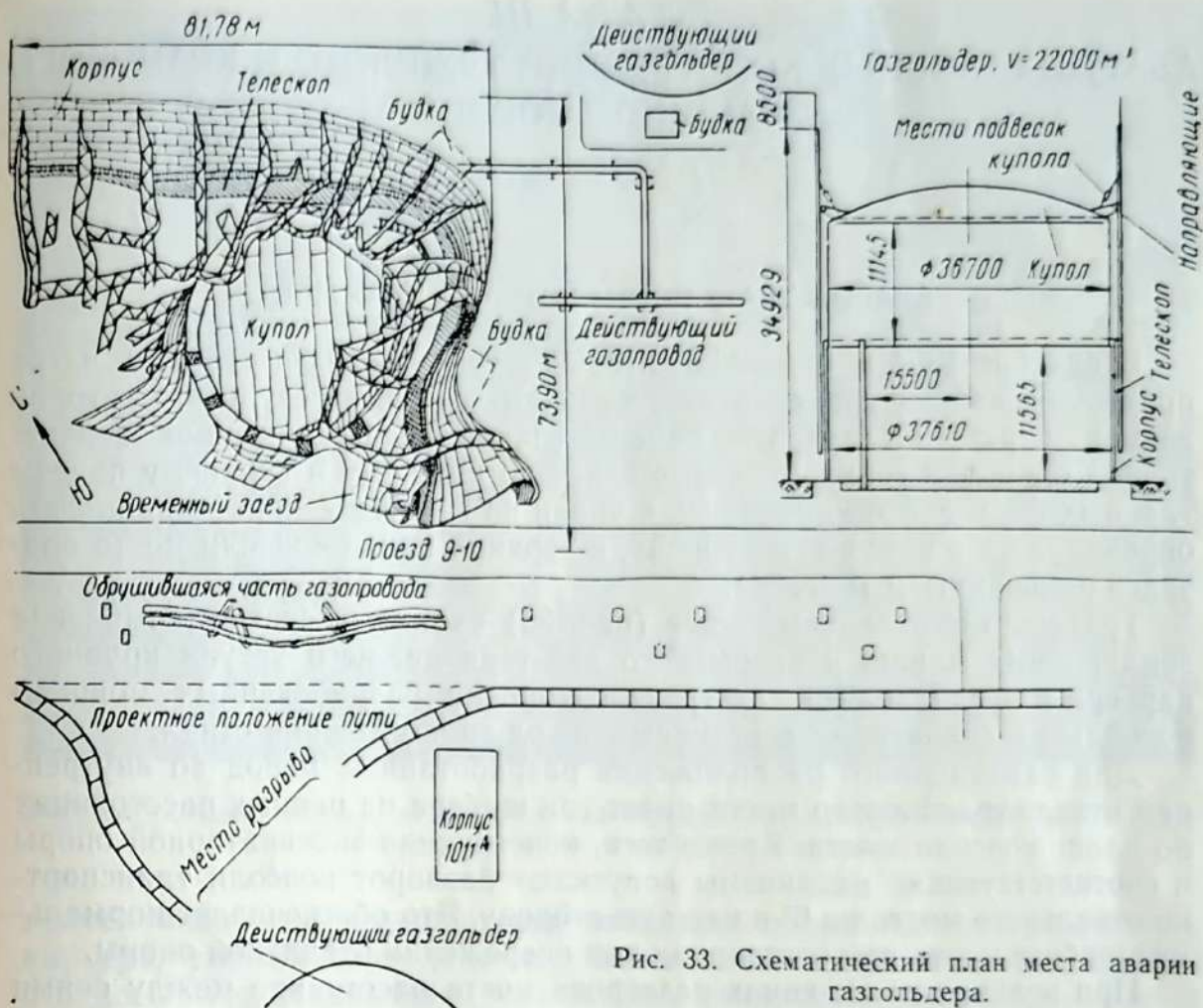


Рис. 33. Схематический план места аварии газгольдера.

Можно предположить, что если бы корпус газгольдера был изготовлен из спокойной стали, применяемой в современном резервуаро- и газгольдеростроении, то дефекты сварных швов и образование в них трещин могли бы вызвать только местную течь воды из газгольдера, но не хрупкое разрушение всей стенки корпуса и отрыв от днища, как это имело место при аварии газгольдера.

Сопутствующими причинами, способствующими аварии газгольдера, следует полагать:

недостаточный технадзор за монтажной сваркой и выполнением монтажных работ в соответствии с проектом;

значительную коррозию всех элементов газгольдера, находившегося в агрессивной среде химзавода, что ослабило сечение элементов;

весьма слабый стык швеллеров в стойках колокола, что является ошибкой при изготовлении и монтаже газгольдера.

ГЛАВА III

АВАРИИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ТЯЖЕЛОГО И КРАНОВОГО МАШИНОСТРОЕНИЯ

1. АВАРИЯ ТРАНСПОРТНО-ОТВАЛЬНОГО МОСТА

В октябре 1964 г. при положительной температуре и слабом ветре произошла авария транспортно-отвального моста, в результате которой элементы третьей и четвертой панелей главных ферм (считая от экскаваторной опоры) и горизонтальные связи по нижнему и верхнему поясам главных ферм деформировались и упали на грунт. Экскаваторная опора опрокинулась в наружную сторону, а верхний конец консоли моста оказался приподнятым (рис. 34).

Транспортно-отвальный мост (рис. 35) входит в состав комплекса землеройных машин непрерывного действия нижнего уступа крупного карьера и предназначен для транспортировки разработанных мощным роторным экскаватором вскрышных пород во внутренний отвал.

Для равномерного расположения разработанных пород во внутреннем отвале транспортер моста имеет три шибера на равных расстояниях по длине консоли моста. Кроме того, конструкция экскаваторной опоры и соответствующие механизмы допускают разворот консоли транспортно-отвального моста на 6° в каждую сторону. Это обеспечивает нормальную работу моста при отставании или опережении отвальной опоры.

При крайних положениях разворота моста расстояние между осями отвальной и экскаваторной опор увеличивается, и хвостовая часть моста скользит по тележке экскаваторной опоры (рис. 36). Конструкция опор моста позволяет его эксплуатацию при разности отметок рельсовых путей отвальной и экскаваторной опор до $\pm 4-5$ м.

Транспортно-отвальный мост был изготовлен в 1961—1962 гг., монтаж его закончили в июне 1963 г., после чего начали пуско-наладочные работы и опытную эксплуатацию.

Пролетное строение и опоры изготовлены из мартеновской стали марки ВМ Ст. 3сп (ГОСТ 380—60), все монтажные соединения — клепаные, с диаметрами непоставленной заклепки 22 мм.

За время эксплуатации моста более чем за год нарушений эксплуатации не было, за исключением деформаций связей по верхнему поясу в третьей панели. Связи были выправлены и усилены дополнительными подкосами.

Непосредственно перед аварией транспортно-отвальным мостом производили отсыпку грунта с новой стоянки. За 2—3 мин до аварии произво-

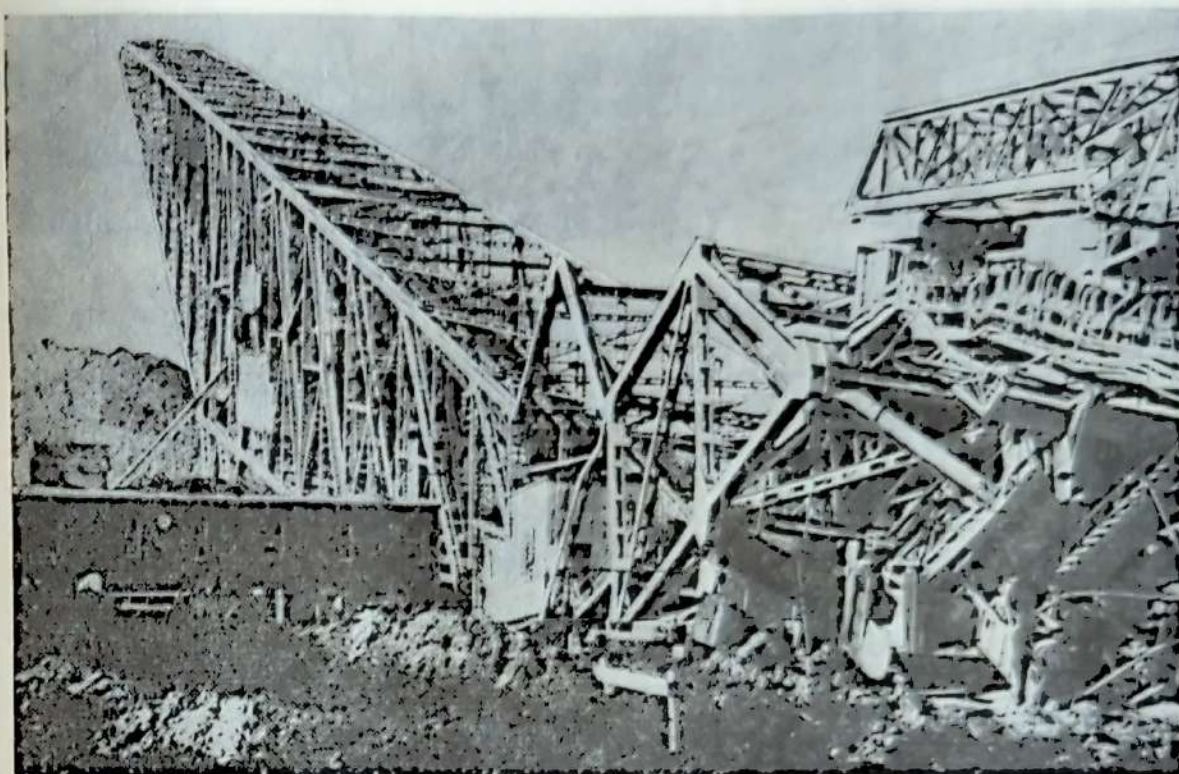


Рис. 34. Общий вид со стороны экскаваторной опоры после аварии транспортно-отвального моста в рабочем состоянии.

дилось медленное передвижение отвальной опоры по ходу разработки карьера, уменьшившее угол отставания этой опоры от экскаваторной с 6 до 3°. По показаниям большинства свидетелей, авария началась с проседания главных ферм у экскаваторной опоры. Характер последующего обрушения проследить не удалось из-за поднявшейся пыли.

Начальник смены, случайно проходивший под мостом вблизи от места аварии, рассказал, что обрушение происходило в два этапа: вначале проседание главных ферм вблизи экскаваторной опоры; затем мгновенная остановка, после которой экскаваторная опора обрушилась в сторону забоя (рис. 37).

По замерам маркшейдера рельсовый путь отвальной опоры в момент аварии был расположен на 3,78 м выше рельсов путей экскаваторной опоры, а продольная ось моста отклонена на 3° от перпендикуляра к осям путей, что находится, однако, в пределах отклонений, предусмотренных проектом транспортно-отвального моста.

При детальном обследовании металлоконструкций главных ферм, проезжей части, связей и опор транспортно-отвального моста главное внимание было уделено поврежденным элементам и узлам в районе аварии.

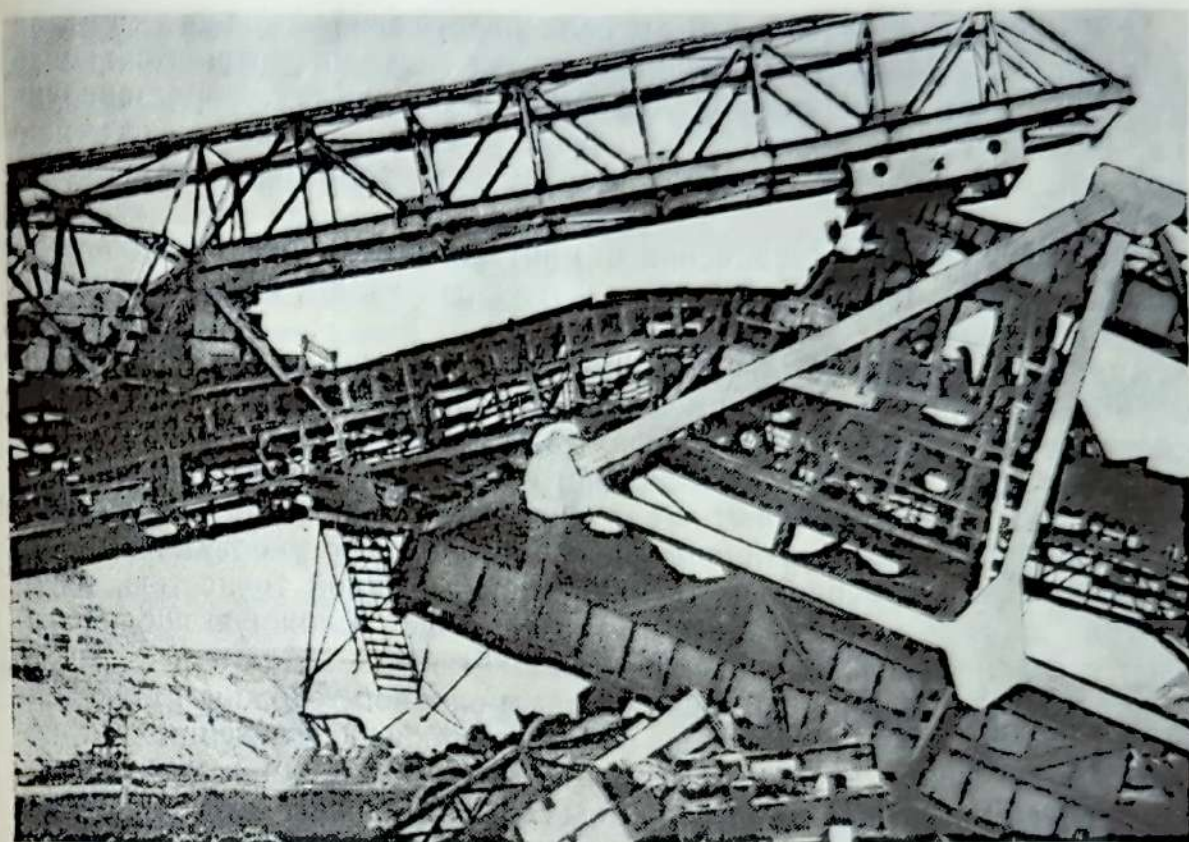


Рис. 37. Эскаваторная опора после обрушения (в верхней части — транспортер роторного экскаватора).

Характер разрушений и деформации элементов в двух параллельных главных фермах (называемых далее левой и правой, если смотреть в сторону отвальной опоры) аналогичны. Опорная тележка была «прошита» консолью верхней Г-образной рамы, а опорная балансирующая балочка с внутренней нижней стороны была смята и срезана с опор усилием вдавленного в балочку уравнивательного балансирующего катка. Транспортные консоли роторного экскаватора, опирающиеся на нижний торец пролетного строения транспортно-отвального моста, получили незначительные повреждения.

Раскосы Д38 в обеих главных фермах потеряли устойчивость и выпучились. На некоторых участках этих раскосов имела место потеря местной устойчивости отдельных ветвей между соединительными планками. Раскосы Д37 в нижней части (под кабиной), 3—4-я панели верхнего пояса главных ферм также потеряли устойчивость и выпучились.

Связи по верхним поясам в деформированных панелях 037—038 оборваны, а связи по нижним поясам в панелях И37—И38 получили значительные повреждения, возможно, при ударе о грунт.

Осмотром установлено, что хрупких разрушений основного металла не было, и все элементы обрушившейся части транспортно-отвального моста получили пластические деформации и разрывы, характеризующие вполне удовлетворительное качество металлопроката, примененного при изготовлении металлоконструкций транспортно-отвального моста.

Заводские сварные соединения и монтажные клепаные соединения, кроме прикрепления элементов к разрушенным узлам, остались без видимых повреждений.

Анализ обстоятельств аварии, характера разрушений и деформаций, рассмотрение проектной документации и приближенные расчеты дают основание отметить, по крайней мере, два наиболее слабых звена в обрушившейся части транспортно-отвального моста: экскаваторная опора и раскосы Д37. Конструкция многоярусной телескопической экскаваторной опоры могла обеспечить нормальную и надежную работу этого узла только при особо высококачественном, с повышенной точностью, изготовлении деталей и монтаже всего узла, имеющего сложную последовательную взаимосвязь входящих в него элементов.

Конструкция диагональных связей рамы опорной тележки и прикрепление к ним опорных балансирных балочек коробчатого сечения не обеспечивают надежного восприятия сил, действующих от движения концевых панелей моста при его развороте (т. е. при опережении или отставании отвальной опоры), особенно при появлении эксцентриситетов между осью балочек и осью балансира катка.

Следует также отметить недостаточную технологичность конструктивного решения узла прикрепления опорных балочек к связям, в котором оказалось практически невозможным выполнить все предусмотренные проектом монтажные сварные швы, прикрепляющие торец опорной балочки. Возможно, по этой причине при заводском исполнении этого узла высота катета сварных швов вместо 6 по проекту в отдельных местах не превышала 3—4 мм, что дополнительно снизило несущую способность опорной балочки. По-видимому, при конструировании тележки экскаваторной опоры не было принято во внимание, что опорные балочки обеспечивают неизменяемость опоры при эксплуатации моста и потеря прочности балочек или их опорных креплений превращает опору в изменяемую систему.

Слабым звеном являются также сжатые раскосы Д38, сконструированные ошибочно как растянутые стержни с соединительными планками, расположенными через 1450 мм, что составляет 67 радиусов инерции отдельной ветви.

Расчет раскоса Д38 не соответствует его конструктивному оформлению не только по расположению соединительных планок, но и по закреплению от потери устойчивости в плоскости фермы.

При расчете на устойчивость в плоскости фермы расчетная длина раскоса Д38 была принята 402 см с учетом дополнительного элемента решетки (на рис. 36 показан пунктиром) и введением коэффициента расчетной длины $\mu=0,8$.

Однако в проекте и в натуре этот дополнительный элемент отсутствует, в связи с чем расчетная длина раскоса Д38 должна быть увеличена до 804 см, а если его считать опорным раскосом, например при положении опорной тележки во второй панели, то следует принять коэффициент $\mu=1,0$, и расчетная длина раскоса Д38 при этом будет 1002 см.

Расчетные напряжения и критическая сила (по Эйлеру) в раскосе Д38 при различных расчетных длинах приведены в табл. 4.

Расчетные напряжения и критическая сила в раскосе Д38

Таблица 4

Расчетная длина	N , кг	F , см ²	r_x , см	λ_x	ψ	σ кг/см ²	$P_{кр}$, кг
По проекту $l_p = 402$ см	—56000	46,8	8,07	49,5	0,89	1350	—
Фактически:							
при $\mu = 0,8$ $l_p = 804$ см	—56000	46,8	8,07	100	0,60	2000	—93000
при $\mu = 1,0$ $l_p = 1004$ см	—56000	46,8	8,07	122	0,45	2650	—59500

Здесь N — расчетное усилие; F — площадь сечения раскоса; r_x — радиус инерции; λ_x — гибкость; ψ — коэффициент продольного изгиба; σ — напряжение; $P_{кр}$ — критическая сила по Эйлеру.

Расчетные усилия в раскосе Д38, расположенном вблизи экскаваторной опоры, определяются относительно небольшой разностью больших по величине усилий разных знаков, возникающих в этом элементе от нагрузок по балочному пролету и по консоли моста, поэтому они могут изменяться в широких пределах и очень чувствительно к погрешностям расчета.

Как показали расчеты, даже небольшие отклонения в величинах нагрузок по балочной и консольной частям моста от принятых в расчете нормативных значений приводят к значительным изменениям величины усилия в раскосе Д38.

На рис. 38 приведены схемы расположения нагрузок, при которых изменяется сжимающее усилие в раскосе Д38. Минимальным оно является тогда, когда транспортер загружен только на балочном пролете моста (рис. 38, а); при загрузке транспортера только в пределах консоли усилие возрастает на 31 т; при загрузке транспортера на выброс из шибера № 1, как это было в момент аварии, в раскосе оно несколько менее расчетного (рис. 38, в), а при увеличении фактических постоянных нагрузок (вес конструкций и оборудования) на 5% по консоли и уменьшении их на 5% в балочном пролете — увеличивается на 30 т.

В расчете транспортно-отвального моста не учтены динамические воздействия от колебаний огромной тяжелой консоли моста во время его движения и разворотов, что может оказывать значительные влияния на величину усилий в раскосе Д38 и других элементах вблизи экскаваторной опоры.

Расчетная проверка несущей способности всех элементов главной фермы моста, подвергшихся аварии, показала, что несущая способность раскоса Д38 в 1,5 и более раз ниже несущей способности остальных элементов, т. е. этот элемент является наиболее слабым среди обрушенных конструкций.

Следует, однако, отметить, что раскос Д38 в момент аварии был в относительно благоприятных условиях, так как имел меньшие сжимающие усилия, чем в предшествующие аварии случаи загрузки, особенно при сбросе грунта с конца консоли (шибер № 3).

Сложность работы транспортно-отвального моста и сравнительно небольшой опыт эксплуатации этих мостов затрудняют определение истинных причин аварии.

В результате анализа всех обстоятельств аварии,

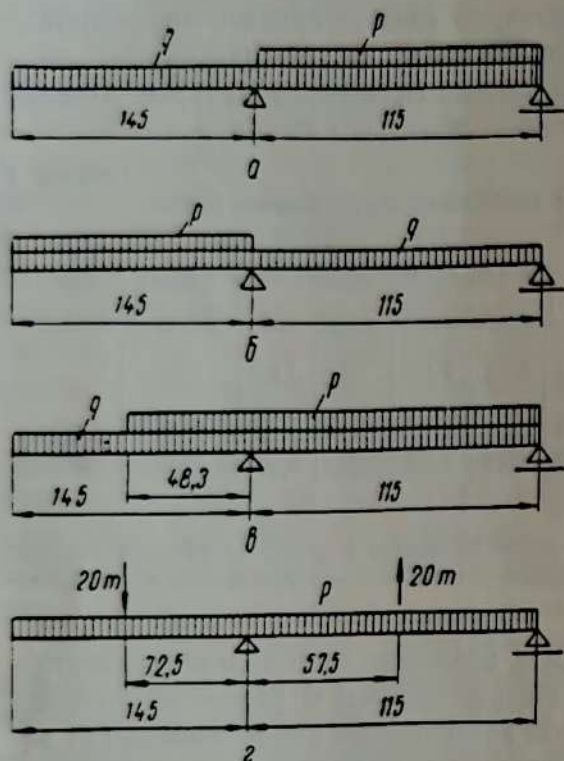


Рис. 38. Схемы расположения нагрузок на транспортно-отвальном мосту:

а — транспортер загружен на балочном пролете; б — то же, загружен на консоли; в — загрузка транспортера в момент аварии; г — увеличение постоянных нагрузок на консоли на 20 т (5%) и уменьшение их на балочном пролете на 20 т (5%).

рассмотрения проекта и приближенных расчетов можно предположить следующую логическую последовательность обрушения транспортно-отвального моста у экскаваторной опоры.

При развороте моста (т. е. движении отвальной опоры при неподвижной экскаваторной опоре) происходило скольжение концевых панелей моста по тележке экскаваторной опоры. В результате возникли горизонтальные силы трения, под действием которых на опорную балансирующую балочку подействовала вертикальная сила, разрушившая или закончившая разрушение (если оно началось до аварии) слабого крепления тор-

цов балочки к диагональным связям, после чего верхняя часть экскаваторной опоры превратилась в изменяемую систему. Она опрокинулась наружу, и концевые панели моста опустились, ударив нижерасположенные части опоры. Произошла мгновенная остановка движения главных ферм моста, затем упругое колебание вниз тяжелой консольной части моста, вызвавшее значительное импульсное сжимающее усилие в раскосе Д38, превышающее критическую силу для этого элемента. Раскос Д38 мог потерять устойчивость, а 3-я панель моста могла превратиться при этом в четырехугольную изменяемую систему.

После этого произошли окончательное обрушение экскаваторной опоры и падение третьей и четвертой главных ферм, а после удара их о грунт произошли окончательные деформации и разрушения элементов узлов этих панелей и экскаваторной опоры.

Версия о возникновении аварии по причине первоначальной потери устойчивости раскоса Д38 мало вероятна, так как сжимающее усилие в этом раскосе (от сочетания нагрузок, действовавших перед аварией и в момент ее) было значительно ниже критической силы для этого элемента.

Увеличение этого усилия могло произойти либо от динамического импульса в результате колебания консольной части, либо от удара о грунт при падении главных ферм.

Версия о локальном обрушении экскаваторной опоры и последующем обрушении и деформации третьей и четвертой панелей главных ферм также мало вероятна, так как при такой последовательности должны быть разрушены в первую очередь первая и вторая панели главных ферм, а они получили незначительные повреждения.

Таким образом, обе последние версии были взяты под сомнение и, принимая как наиболее вероятную описанную выше логическую последовательность обрушения моста, возможно определить следующие основные причины аварии транспортно-отвального моста.

Неудачна конструкция телескопической экскаваторной опоры моста, в которой опорные балансирные балочки над уравнительными балансирными катками недостаточно прочны по сечению и слабо прикреплены к диагональным связям тележки, что не обеспечивает надежное восприятие возникающих при разворотах моста вертикальных сил, действующих на катки.

Кроме того, конструкция примыкания балочек к диагональным связям тележки нетехнологична, так как не допускает предусмотренной в проекте обварки торца балочки по всему контуру. В результате эти швы, определяющие в значительной мере надежность эксплуатации экскаваторной опоры, были выполнены некачественно и с уменьшением проектных размеров, что еще более снизило несущую способность ответственного узла.

При расчете и конструировании раскоса Д38 допущены ошибки (занижена расчетная длина при определении гибкости, редко расположены соединительные планки), из-за чего даже при нормальных режимах эксплуатации этот раскос был близок к предельному состоянию.

Проверка расчета и соответствия конструктивных решений данным расчета была выполнена неквалифицированно, так как указанные выше грубые ошибки оказались не обнаруженными.

При проектировании таких уникальных сооружений рекомендуется в расчетах балочно-консольных ферм учитывать возможность фактических отклонений величин постоянных нагрузок (собственный вес конструкций и оборудования) от нормативных, принятых в проекте, при этом для раскосов у крайней балочной опоры особенно опасным является увеличение в них сжимающих усилий, которое может возникнуть при увеличении постоянных нагрузок на 5—10% на консоли и уменьшении их на 5—10% на балочном пролете.

Эта рекомендация относится ко всем случаям расчета элементов ферм, расчетные усилия в которых являются разностью больших величин усилий от нагрузок по балочной и консольной частям ферм, где небольшие изменения в нагрузках (на 5—10%) приводят к значительным изменениям усилий (в 1,5—2 раза).

2. АВАРИЯ РОТОРНОГО ЭКСКАВАТОРА ЭРГ-1600

Роторный экскаватор типа ЭРГ-1600 в комплексе с транспортно-отвальным мостом, отвалообразователем со стрелой 90—150 м или системой передвижных транспортеров для перемещения вскрышных пород в отвал является мощной землеройной машиной, предназначенной для разработки грунта и полезных ископаемых.

Монтаж потерпевшего аварию экскаватора был закончен в августе 1963 г., после чего на нем производились пуско-наладочные работы, затем велась опытная эксплуатация, за время которой было разработано свыше 550 тыс. м³ вскрышного грунта.

Более чем год, с апреля 1964 г. до момента аварии, производились испытания экскаватора под нагрузкой, и рабочая комиссия оформляла ввод экскаватора в постоянную эксплуатацию. Но в связи с аварией в 1965 г. приемочные испытания были прекращены до окончания восстановительных работ.

Непосредственно перед аварией экскаватор разрабатывал верхний уступ забоя. Разработка в забое производилась слева направо при нормальном режиме работы с толщиной стружки грунта 30—35 см. Внезапно при включении лебедок на подъем стрелы ротора произошли разрушение и падение стрелы надстройки (рис. 39).

Схема надстройки экскаватора ЭРГ-1600 показана на рис. 40.

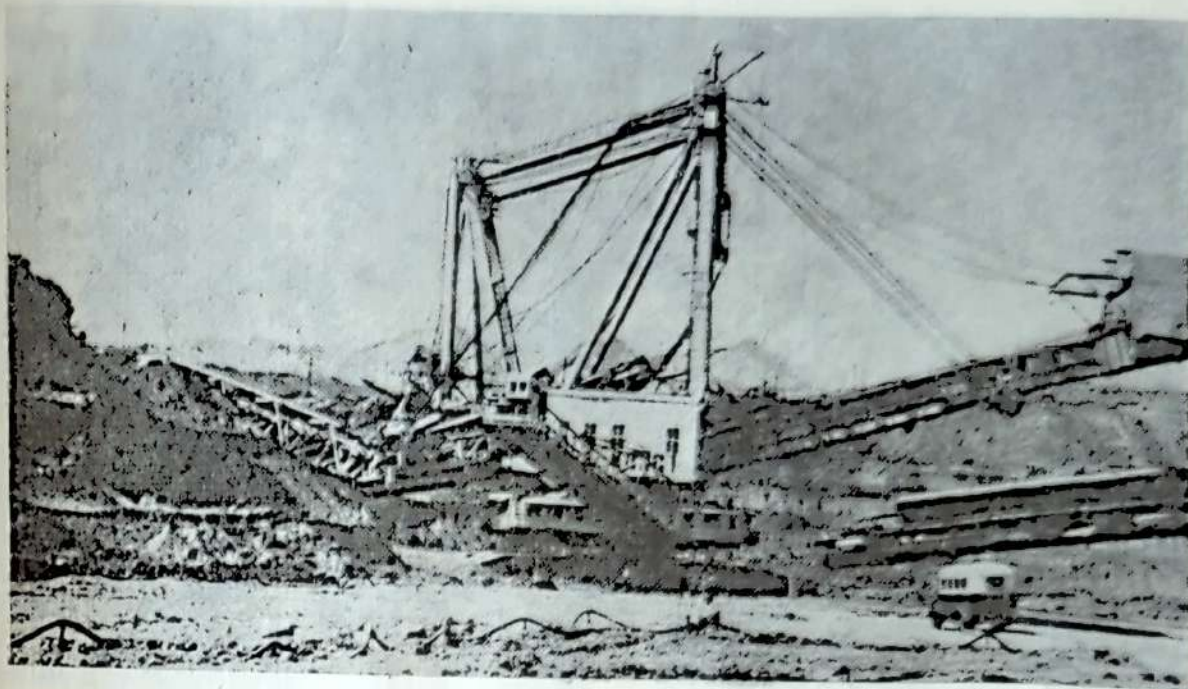


Рис. 39. Общий вид экскаватора ЭРГ-1600 после аварии.

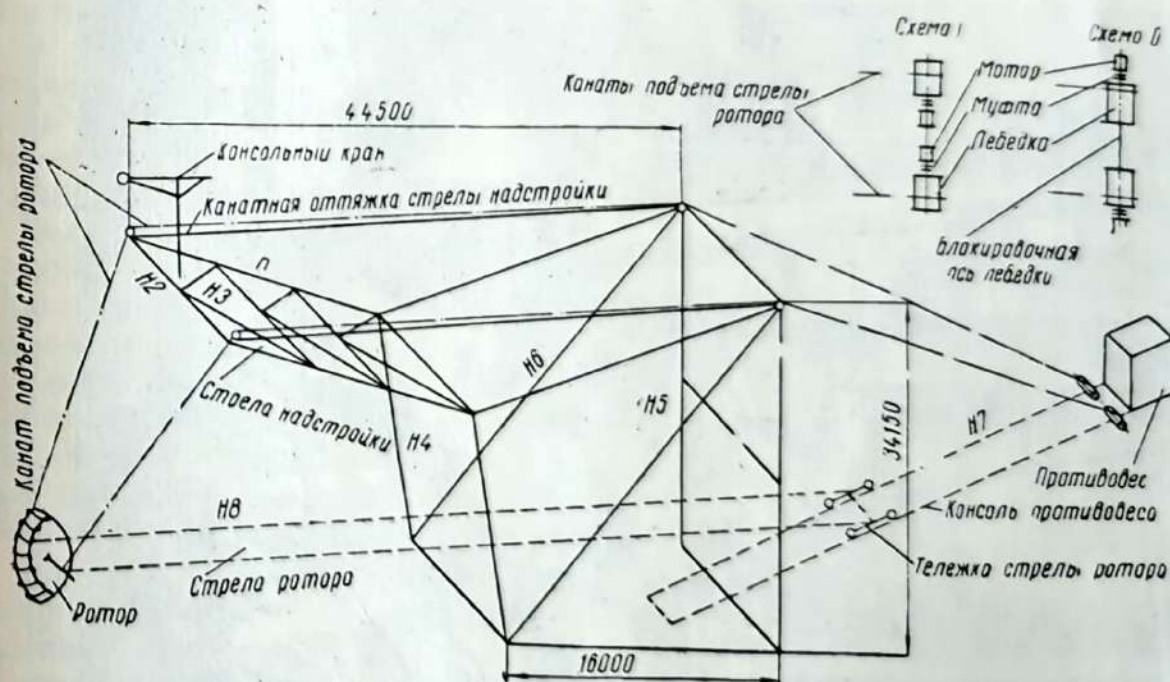


Рис. 40. Конструктивная схема надстройки экскаватора ЭРГ-1600.

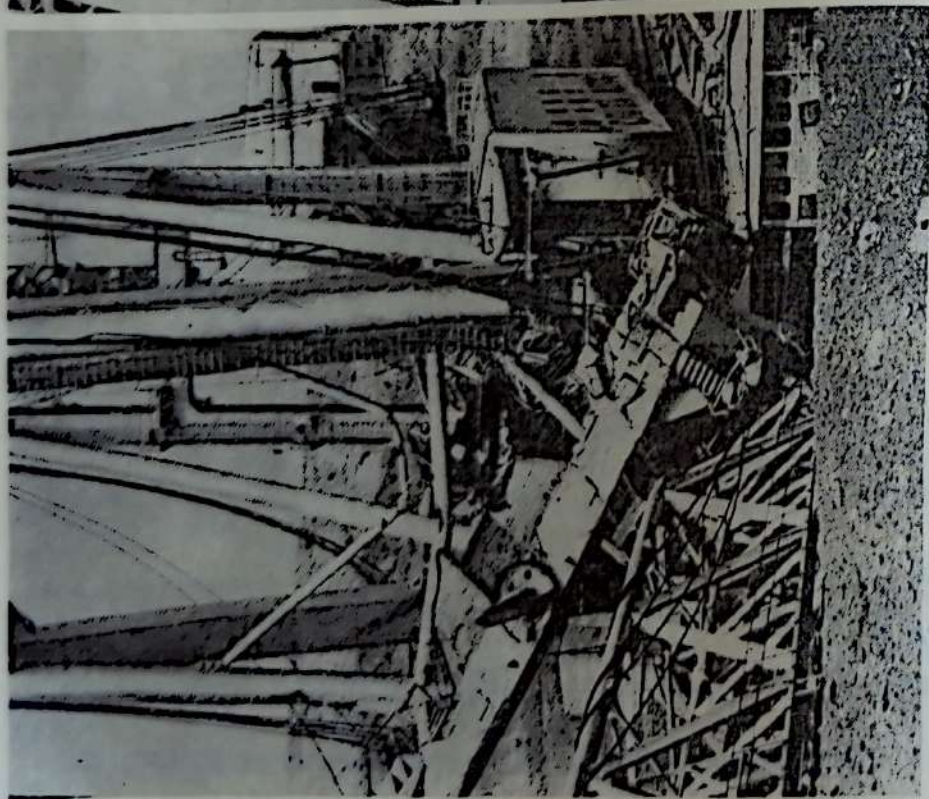


Рис. 41. Надстройка экскаватора после аварии
(со стороны ротора).

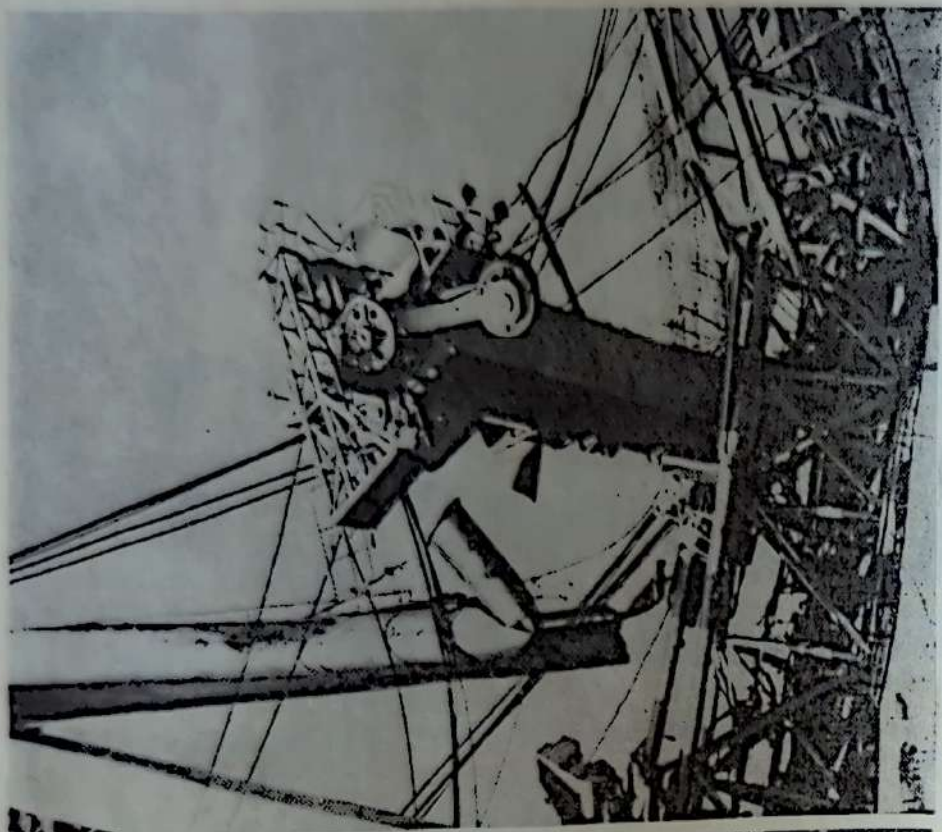


Рис. 42. Разрушенные правая стойка и ригель стрелы
надстройки экскаватора.

В связи с падением стрелы надстройки канаты подъема стрелы ротора провисли и стрела ротора опустилась на подошву разрабатываемого уступа. При аварии консольный кран, расположенный на верхнем ригеле стрелы надстройки, упал с колонны, а сам ригель был оторван от верхушек поясов стрелы надстройки и упал на стрелу ротора, разрушив ее по всему сечению (рис. 41).

Правая канатная оттяжка (если смотреть со стороны противовеса на забой) стрелы надстройки зависла на переднем портале надстройки, удерживая правый конец упавшего ригеля.

Конец стрелы ротора вместе с приводом и роторным колесом оказались смещенными влево на 2 м от места снятия последней стружки в забое. Общий вид разрушенной правой стойки и упавший ригель стрелы надстройки, разрушивший стрелу ротора, показаны на рис. 42, а места разрушения левой стойки стрелы надстройки видны на рис. 43.

В результате аварии произошло резкое перемещение центра тяжести надстройки экскаватора, поворотная часть машины наклонилась в сторону противовеса и зависла на центральной цапфе экскаватора, при этом роликовый круг раскрылся со стороны ротора на 270 мм.

Вследствие резкого качания консоли противовеса в момент аварии мостовой кран, находящийся на консоли, соскочил с одной стороны с рельсового пути и повис этим концом на подъемных канатах правой подъемной лебедки стрелы ротора.

Консоль противовеса получила незначительный прогиб в месте ее подвески. На муфте, соединяющей электродвигатель с редуктором правой лебедки подъема стрелы ротора, обнаружены разрушенные (срезанные) резиновые вкладыши, соединяющие две половинки муфты. На муфте левой лебедки также началось разрушение резиновых вкладышей.

Разрушение резиновых вкладышей соединительной муфты электромотора с лебедкой дает основание предположить следующую последовательность аварии:

при подъеме стрелы ротора срезались резиновые вкладыши и вышла из строя соединительная муфта между электродвигателем и редуктором



Рис. 43. Разрыв левой стойки стрелы надстройки экскаватора.

правой лебедки подъема ротора, правый полиспаст подъема стрелы ротора ослаб, в то время как левая лебедка продолжала работать на подъем (см. рис. 40, схема I);

выход правой лебедки из строя привел к передаче всей нагрузки от стрелы ротора на левый полиспаст подъема, который в свою очередь передал ее на левый узел стрелы надстройки, и в левой стойке стрелы возникло усилие, превышающее критическую силу, что вызвало значительную деформацию и последующий излом левой стойки (см. рис. 43);

в результате разрушения левой стойки произошло кручение стрелы, затем разрушение правой стойки и падение ригеля вместе с консольным краном на верхний левый пояс стрелы ротора. От удара ригеля стрела ротора получила перелом.

Таким образом, основной причиной аварии явилось разрушение вкладышей муфты сцепления электродвигателя с правой лебедкой подъема стрелы ротора. Однако, можно предполагать, что аварии могло не быть, если бы были предусмотрены конструктивные меры защиты надстройки экскаватора и ее механизмов от возможных в процессе эксплуатации невыгодных сочетаний нагрузок, в том числе односторонних.

Рассматривая происшедшую аварию с роторным экскаватором ЭРГ-1600, следует указать на отсутствие блокировки между барабанами левой и правой лебедок подъема стрелы как на одну из основных ошибок проекта (см. рис. 40, схема I). При установке блокировочной оси по схеме выход из строя одной из муфт сцепления не привел бы к односторонним нагрузкам на стрелу. Кроме того, необходимо предусматривать надежные автотормоза барабанов лебедок при внезапных отключениях обоих или одного из моторов, так как самопроизвольное вращение барабана лебедки может произойти не только при выходе из строя муфты сцепления, но и при возникновении неисправности в самом электродвигателе.

Следует также отметить, что соединительная муфта электродвигателя с редуктором правой лебедки подъема стрелы ротора изготовлена с отступлениями от проекта и была собрана на месте монтажа с зазором между ее половинками, превышающим проектный на 5 мм, что значительно ухудшило работу резиновых вкладышей муфты. Надежность и работоспособность впервые примененного типа муфты, установленной на роторных экскаваторах, не были проверены экспериментальным путем.

При ненадежности узла механизмов подъема стрелы ротора и отсутствии защиты от внезапного выхода из строя одной из лебедок конструкция надстройки экскаватора рассчитана и запроектирована только на нормальную двустороннюю нагрузку с равномерным натяжением правого и левого полиспастов подъема стрелы ротора, что должно было обусловить гарантированную синхронную работу обоих канатов подъема ротора.

Надстройка экскаватора в верхней части не обладала достаточной пространственной жесткостью и неизменяемостью геометрической схемы. Стрела надстройки по своей конструкции не могла воспринимать односторонние нагрузки от натяжения одного подъемного каната, что фактически произошло при разрыве кинематической цепи привода при выходе из строя правой подъемной лебедки. Это обстоятельство существенно увеличило объем разрушений.

Как показали проверочные расчеты, усилия в стойке стрелы надстройки имеют величину: от постоянных нагрузок $N_1 = -160 \text{ Т}$; полное расчетное усилие $N_2 = -500 \text{ Т}$; при односторонней нагрузке $N_3 = -850 \text{ Т}$.

Напряжение в левой стойке от фактических нагрузок в момент аварии с учетом кручения составило около 3500 кг/см^2 .

Характерно, что в инструкции по эксплуатации роторного экскаватора ЭРГ-1600 отсутствовали четкие указания о систематических проверках основных узлов механизмов подъема стрелы ротора, обуславливающих надежную работу экскаватора.

Большим недостатком, способствующим аварии, явилось то, что при монтаже и вводе в опытную эксплуатацию не осуществлялся достаточный контроль качества собранных основных узлов экскаватора, например, остался незамеченным увеличенный зазор между половинками муфты сцепления моторов с лебедками, не было проверено качество резиновых вкладышей и т. д.

В процессе опытной эксплуатации группа КИСИ (Киевского инженерно-строительного института) производила испытания металлоконструкций экскаватора, при которых были определены общие и фибровые деформации, соответствующие им напряжения в элементах надстройки от усилий, возникающих при разработке грунта. Некоторые данные этих испытаний, полученные для напряжений в ряде элементов надстройки экскаватора, приведены в табл. 5.

Как видно из табл. 5, напряжения от резания в ряде элементов равны и даже выше напряжений от постоянных нагрузок.

Таблица 5

Элементы надстройки экскаватора (рис. 40)	Обозначение	Расчетные напряжения от постоянных нагрузок, кг/см^2	Замеренные напряжения от резания грунта, кг/см^2
Стойки стрелы надстройки	H1	1700	200
Верхний ригель стрелы надстройки	H2	100	270
Решетка стрелы надстройки	H3	600	100
Стойки переднего портала	H4	800	1000
Стойки заднего портала	H5	1300	450
Раскосы	H6	1300	730
Консоль противовеса	H7	2000	220
Пояса роторной стрелы	H8	700	700
Решетка роторной стрелы	—	1300	680

В результате испытаний определен опытный динамический коэффициент для металлоконструкций надстройки экскаватора величиной 1,10.

По заключению КИСИ, в условиях нормального режима эксплуатации экскаватора при сохранении геометрической схемы надстройки и взаимного расположения элементов, воспринимающих расчетные сочетания нагрузок, надежность работы экскаватора обеспечена. Это подтвердила более чем годичная эксплуатация роторного экскаватора.

В результате анализа аварии, рассмотрения проектных материалов и проведенных поверочных расчетов можно сделать ряд рекомендаций:

при восстановлении экскаватора и проектировании новых роторных экскаваторов следует обеспечить гарантированную синхронную работу обеих лебедок подъема стрелы ротора за счет изменения конструкции кинематической цепи лебедок, например, по схеме II (см. рис. 40);

необходимо повысить работоспособность и надежность эксплуатации муфт сцепления электродвигателей с лебедками и другими ответственными механизмами экскаватора; пересмотреть и дополнить инструкцию по эксплуатации роторного экскаватора;

рекомендуется разработать и осуществить надежное стопорение барабанов подъемных лебедок, исключающее самопроизвольное опускание стрелы ротора в случае неполадок в системе приводов и тормозов лебедки. При восстановлении данного экскаватора и при монтаже аналогичных машин необходимо тщательно налаживать и регулировать аварийные тормоза лебедок, а при эксплуатации подвергать их систематическому осмотру и контролю;

при проектировании роторных экскаваторов нужно разработать в электрической цепи устройства против самопроизвольного опускания стрелы ротора в момент переключения подъема на спуск и наоборот;

следует рассмотреть возможность установки автоматов с тепловой защитой в цепях приводов подъемных лебедок стрелы ротора и приводов конвейеров;

рекомендуется пересмотреть конструктивную схему надстройки экскаватора с целью увеличения ее пространственной жесткости, способности воспринимать любые неблагоприятные сочетания нагрузок при аварийных состояниях механизмов.

При расчете стальных элементов надстройки экскаваторов следует учитывать коэффициент динамичности 1,10.

3. АВАРИЙНОЕ СОСТОЯНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ КОЗЛОВОГО КРАНА КК50-45

Козловой кран КК50-45 (рис. 44) был спроектирован в 1964 г. и предназначен для операций складирования и укрупнительной сборки крупногабаритных узлов металлоконструкций строящихся электростанций боль-

шой мощности. Пролетное строение крана КК50-45 представляет собой сварные двутавровые балки высотой 2350 мм.

Главные балки соединяются попарно жесткими поперечными полурами, а по длине — стыками с накладками на болтах повышенной точности.

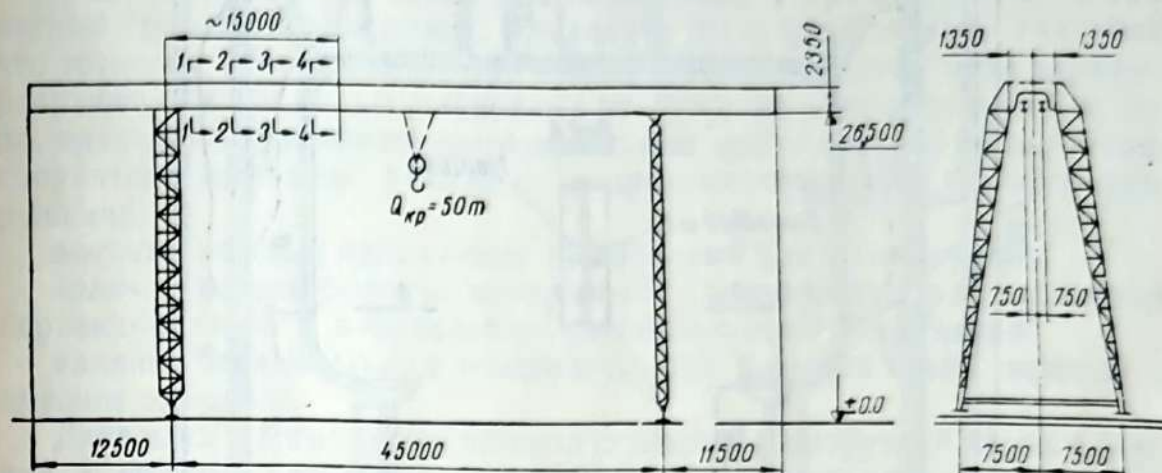


Рис. 44. Общий вид козлового крана КК50-45 (сечения 1—1, 2—2, 3—3, 4—4 см. на рис. 45).

Сварные соединения главных балок и полурам выполнялись на заводе-изготовителе конструкций, а болтовые соединения в стыках главных балок — при монтаже крана.

Пролетное строение крана является двухконсольной двухстенчатой балкой по схеме $12,5 + 45 + 11,5 = 69$ м, которая опирается на жесткую и качающуюся ноги высотой 26,5 м от уровня головки рельса.

Стальные конструкции крана изготавливались в 1965 г. на одном из заводов металлоконструкций на Украине. Вначале эти конструкции были направлены на Дальний Восток, где они хранились на открытом складе при температуре в зимние месяцы до -50°C .

В январе 1966 г. кран в разобранном виде был перевезен в Челябинскую область, где во время его разгрузки и складирования температура понижалась до -40°C .

В феврале 1966 г. при подготовке пролетного строения крана к сборке и последующему монтажу было обнаружено 16 мест с трещинами (рис. 45), расположенными в жестких полурамах и стенках главных балок.

Таким образом, в элементах пролетного строения крана еще до начала эксплуатации, даже до первой сборки, образовался ряд хрупких трещин, в возникновении которых ни эксплуатационная, ни монтажная нагрузки не участвовали. По существу, элементы козлового крана КК50-45

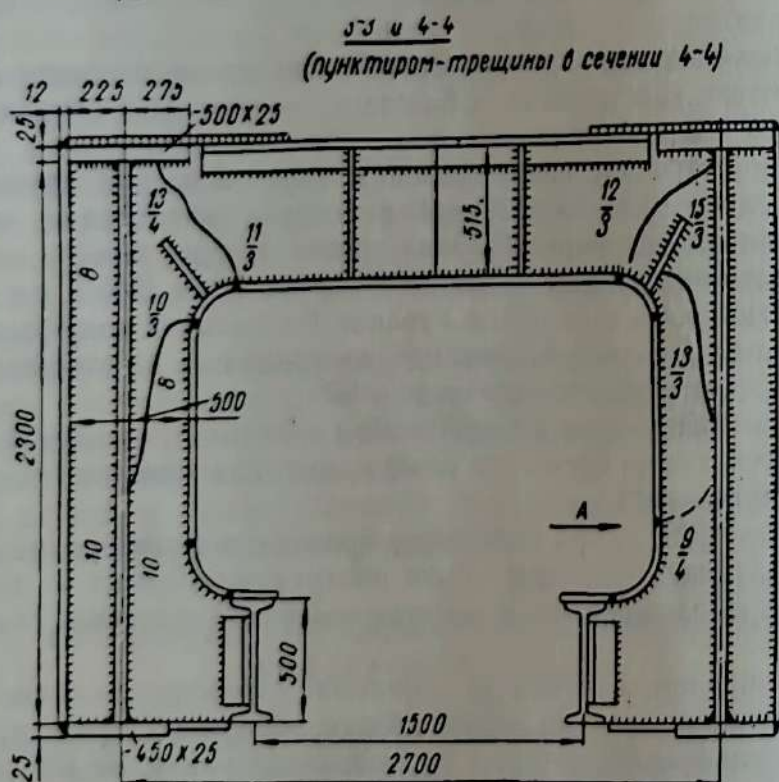
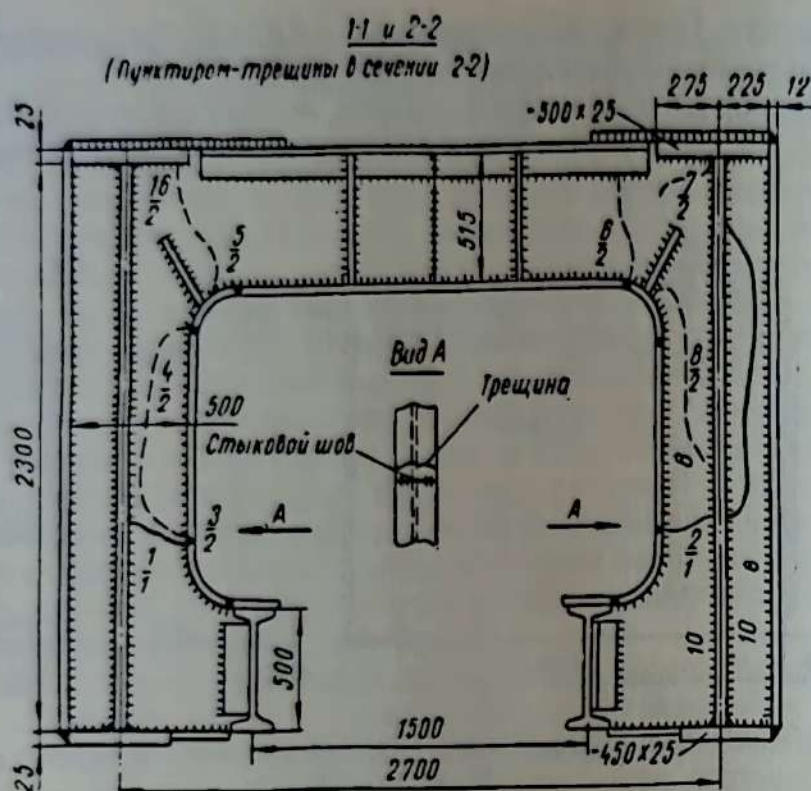


Рис. 45. Расположение трещин в поперечных сечениях пролетного строения крана.

подвергались только погрузочно-разгрузочным и другим транспортным и складским операциям, производившимся в зимнее время при сильных морозах.

В какое время и при каких обстоятельствах возникли трещины в пролетном строении моста крана, установить было невозможно. Учитывая, что трещины, обнаруженные при осмотре, явились результатом хрупкого разрушения и что эксплуатационных нагрузок на элементы моста не было, причинами аварийного состояния крана могло явиться только неблагоприятное сочетание факторов, создающих опасность хрупкого разрушения:

высокие местные напряжения (остаточные или от нагрузок);

наличие концентраторов напряжений («надрезов»), расположенных перпендикулярно к направлению растягивающих напряжений;

наличие отрицательных температур, при которых сталь перешла в хрупкое состояние.

Детальное рассмотрение проекта стальных конструкций крана и условий, в которых находились его элементы при транспортировке и складировании, дало основание полагать, что такое сочетание неблагоприятных факторов могло иметь место, в результате чего и появились хрупкие трещины в элементах марок 2 и 3.

По проекту стальные конструкции козлового крана КК50-45 должны быть изготовлены из стали марки ВМСт. 3пс (ГОСТ 380—60 *) и могут эксплуатироваться по аналогии с подкрановыми балками кранов легкого и среднего режимов работы (см. табл. 1 СНиП II-V. 3—62) при температуре не ниже -30°C .

По данным выписок из сертификатов на примененный заводом-изготовителем металлопрокат требование проекта в отношении марки стали было соблюдено.

Результаты контрольного химического анализа образцов стали из элементов 2 и 3, получивших трещины, приведены в табл. 6.

Таблица 6

Номера проб	Химический состав, проц.					
	Углерод	Марганец	Кремний	Сера	Фосфор	Хром
1	0,23	0,56	0,28	0,027	0,020	0,11
2	0,19	0,51	0,22	0,024	0,020	0,09
3	0,21	0,59	0,26	0,027	0,020	0,07

Из данных таблицы следует, что примененная сталь в общем соответствует требованиям проекта, однако содержание углерода в стали находится на верхнем пределе, что, обычно, предопределяет повышенную склонность малоуглеродистой стали обыкновенного качества к переходу

ду в хрупкое состояние даже при незначительных отрицательных температурах.

Конструктивные решения сварного пролетного строения моста крана, хотя и соответствуют так называемым общепринятым в краностроении решениям, но содержат места с очень острой концентрацией местных на-

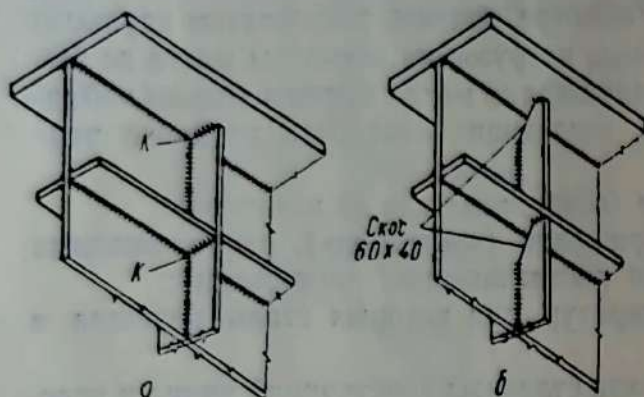


Рис. 46. Сопряжение поперечной рамы крана КК50-45 с главной балкой:

а — по проекту; *б* — рекомендуемая конструкция без резкой концентрации напряжений; *К* — места резкой концентрации напряжений.

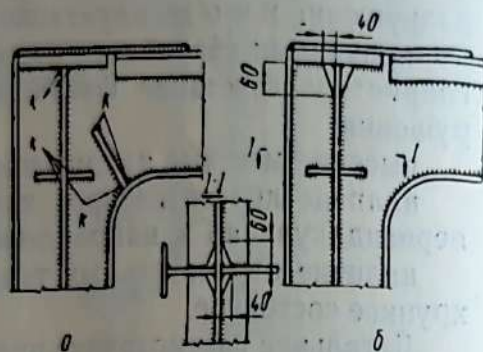


Рис. 47. Сопряжение ребер жесткости крана КК50-45:

а — по проекту; *б* — рекомендуемое; *К* — места резкой концентрации напряжений.

пряжений, сварные узлы, склонные к образованию высоких остаточных напряжений от сварки. Наиболее характерными недостатками проекта, способствующими образованию концентраторов напряжений, являются следующие.

Большая концентрация остаточных сварочных напряжений имеется в узлах примыкания жесткой поперечной полурамы к главной балке (рис. 46), особенно в месте пересечения трех швов: поясного и швов, прикрепляющих стенку полурамы к стенке и поясу балки. В таких местах возможно деформационное старение основного металла в околошовных зонах и переход его в хрупкое состояние. Следует однако отметить, что из обнаруженных 16 мест с трещинами такой характер имеют только четыре (трещины 7/2 и 15/3 на рис. 45).

Узел примыкания поперечной полурамы к главной балке следовало бы конструктивно оформить, как показано на рис. 46, *б*.

Значительная концентрация сварочных напряжений имеется также в местах пересечений сварных швов трех направлений в узлах сопряжений поперечных ребер жесткости с поясами главных балок и продольными ребрами (рис. 47, *а*). Хотя в этих местах трещины не обнаружены, однако вероятность их появления при эксплуатации крана достаточно велика. Эти сопряжения следует конструировать, как показано на рис. 47, *б*.

Представляется излишней постановка коротких ребер в верхних узлах полурам (рис. 46, *а*), так как гибкость стенки полурамы здесь неве-

лика ($\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} = \frac{50}{1,2} = 42$) и к тому же в нижней части стенки преобладают растягивающие напряжения от узловых моментов, возникающих под действием вертикального давления крановой тележки с грузом.

Поэтому постановка короткого ребра не вызывается требованиями местной устойчивости стенки, а приварка его швами $h_{ш} = 8$ мм создает значительные усадочные сварочные напряжения, и в конце ребра образуется острый концентратор.

В проекте явно завышены размеры катетов многих сварных швов, что не только увеличивает объемы сварочных работ, но и создает большие усадочные напряжения, расширяет зону влияния сварки на основной металл.

Так, например, прикрепление стенок полурам, имеющих толщину 12 мм, к стенке главной балки толщиной также 12 мм угловыми швами $h_{ш} = 10$ мм и полок тавровых сечений полурам толщиной 12 мм к их стенкам швами $h_{ш} = 8$ мм не оправдывается расчетными предпосылками.

Эти швы следовало принять не более чем $h_{ш} = 6$ мм, что значительно снизило бы сварочные напряжения в околошовных зонах, так как тепловая энергия при сварке углового шва $h_{ш} = 10$ мм примерно в 3 раза больше, чем при сварке углового шва $h_{ш} = 6$ мм, что соответственно увеличивает и эффективность тепловых воздействий на металл.

Для типовых заводских стыков деталей главных балок по условиям раскроя металла в проекте приняты нетехнологичные косые стыки поясных листов и стык стенки с применением накладок сверх стыкового шва.

В современных условиях, учитывая высокий достигнутый уровень отечественной сварочной техники, все заводские стыки следует принимать прямыми, с применением при их сварке выводных планок.

Накладки в стыках вертикальных стенок балок следует отменить, так как они, не увеличивая несущей способности стыков, являются острыми концентраторами напряжений, зачастую приводящими к образованию хрупких трещин в стенке балки против углов стыковых накладок.

В ездовых балках проектом предусматривается прикрепление к верхней полке прокатного двутавра № 50 полос сечением 300×16 с помощью шпоночных сварных швов, что создает многочисленные очаги концентраторов напряжений в начале и конце каждой шпонки. Такое решение противоречит п. 8. 11 СНиП II-V. 3—62. При эксплуатации крана непосредственные динамические воздействия колес тележки на рельс, уложенный по указанным выше полосам 300×16 , могут привести к быстрому появлению многочисленных трещин у концов шпоночных швов, т. е. к преждевременному выходу из строя ездовых балок.

Как следует из приведенного краткого анализа конструктивного решения, сварные элементы пролетного строения козлового крана КК50-45

имеют многочисленные места с острыми концентраторами местных напряжений, что и могло привести к образованию хрупких трещин при погрузочно-разгрузочных складских и транспортных операциях.

Вероятные причины возникновения трещин для различных их видов и мест расположения приводятся в табл. 7.

Таблица 7

Места расположения трещин	Количество трещин		Вероятные причины появления трещин
	шт.	проц.	
По стыку и в околшов- ной зоне пояса полурамы	4	25	Неправильная последовательность сварки; металл, перешедший в хрупкое состояние при отрицательной температуре; дефекты изготовления; удары при транспортировке
Возле короткого ребра верхнего узла полурамы	8	50	Концентрация сварочных напряжений в зонах, примыкающих к коротким ребрам; металл, перешедший в хрупкое состояние при отрицательной температуре; дефекты изготовления; удары при транспортировке
У пересечения 3 швов: поясного главной балки, вертикального и горизон- тального, прикрепляющих полураму к балке	4	25	Концентрация сварочных напряжений в местах пересечения трех швов; металл, перешедший в хрупкое состояние при отрицательной температуре; дефекты изготовления; удары при транспортировке

Как видно из данных таблицы, наибольшее количество трещин (50%) расположено у коротких ребер в верхних узлах полурамы, где эффективная концентрация сварочных напряжений особенно велика.

К возможным дефектам изготовления можно отнести и то обстоятельство, что при обычной точности изготовления стальных конструкций типа пролетных строений козлового крана в местах примыкания поперечных ребер жесткости к поясу и продольных ребер к поперечным за частую образуются зазоры до 4—5 мм и более, что ухудшает качество этих швов. Возможны и другие дефекты изготовления. Удары отправочных элементов при транспортировании, складировании, погрузочно-разгрузочных операциях практически настолько часты, что вероятность наличия их в рассматриваемом случае не вызывает сомнений.

Таким образом, неудачные конструктивные решения и применение стали ВМСт. 3пс, не пригодной для конструкций, подвергающихся температурам ниже -30°C , небрежная транспортировка и возможные дефекты изготовления привели к массовому трещинообразованию в сварных балках пролетного строения козлового крана КК50-45.

4. АВАРИИ МОНТАЖНЫХ БАШЕННЫХ КРАНОВ

На строительстве промышленных объектов при монтаже строительных конструкций и технологического оборудования широко применяются рельсовые башенные краны типа БК-300. Сравнительно большая грузоподъемность, возможность совмещения нескольких рабочих операций, в том числе передвижения с грузом, хороший обзор из кабины крановщика, значительная высота подъема и большая зона обслуживания являются неоспоримым преимуществом этих кранов перед другими.

Долголетний опыт эксплуатации башенных кранов на монтажных работах показал высокую экономическую эффективность их применения, долговечность и надежность. Однако вследствие недосмотра и ошибок, допускаемых обслуживающим персоналом, дефектов изготовления кранов имеются случаи обрушений крановых конструкций, что приводит к срыву сроков выполнения работ, иногда к разрушению уже построенных зданий или сооружений и существенным материальным потерям.

В мае 1958 г. на строительстве доменной печи Енакиевского металлургического завода при монтаже холодильных плит горна доменной печи произошло обрушение крана БК-300. Башня крана и часть стрелы потеряли устойчивость и упали рядом с кожухом строящейся доменной печи (рис. 48).

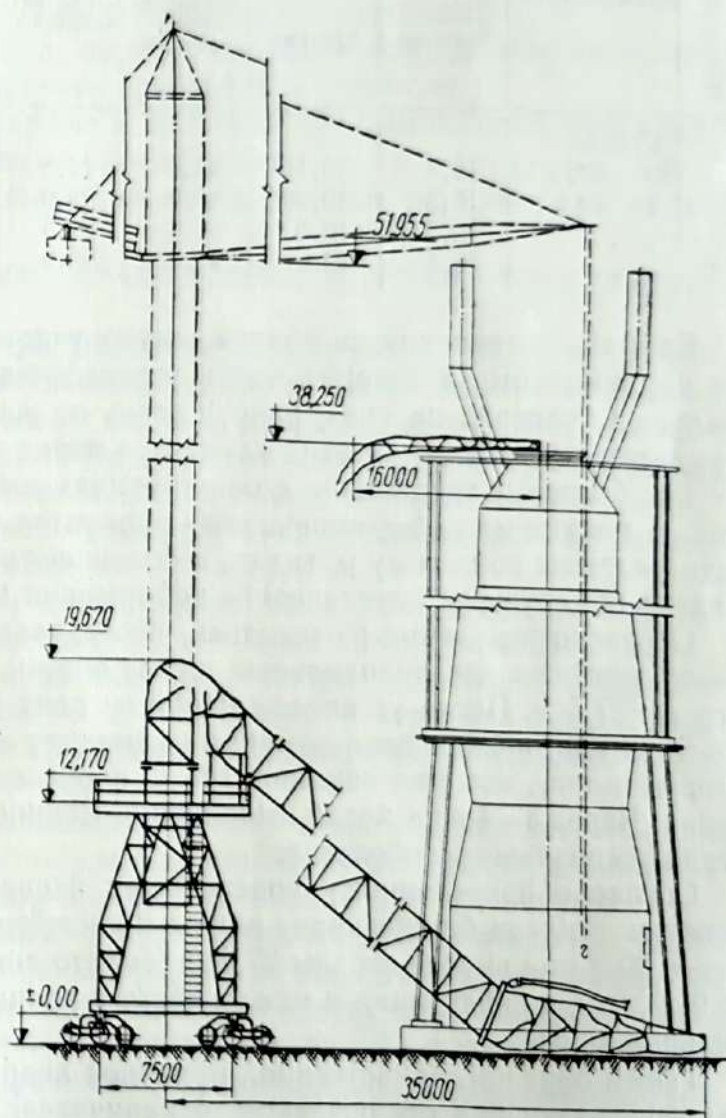


Рис. 48. Обрушение башенного крана на строительстве доменной печи.

Расследованием аварии установлено, что все конструкции, механизмы и комплектующее оборудование выполнены в соответствии с проектом, разработанным институтом «Промстальконструкция». Результаты испытания контрольных образцов, вырезанных из поясов башни, показали полное соответствие качества металлопроекта требованиям проекта и ГОСТ 380—50 (табл. 8).

Таблица 8

Номер образца	Наименование	Размеры, мм		Механические испытания			Технические испытания	
		Толщина	Ширина	Временное сопротивление, кг/мм ²	Удлинение, проц.	Предел текучести, проц.	Холодный загиб, град	Смятие, проц.
1	Уголок 200×200×12	16,4	30,1	45,0	24,5	27,5	180	54,5
2	То же	16,5	30,3	45,0	25,0	27,5	180	55,0
3	•	16,5	30,0	46,5	24,5	28,0	180	54,0
4	•	16,4	30,0	46,0	25,0	28,5	180	55,0

Сварные соединения на поврежденных участках в основном остались не нарушенными, некоторая часть угловых швов, работающих в нормальных условиях на срез, разрушилась от усилий отрыва, возникших при потере устойчивости этих элементов перед падением крана.

Все болтовые соединения в конструкциях сохранились без повреждения. В некоторых деформированных элементах башни и стрелы произошли разрывы по целому металлу, в большинстве же поврежденных элементов обнаружены пластические деформации без разрывов.

Согласно показаниям очевидцев, перед аварией краном подавали к месту монтажа две холодильные плиты общим весом 6,4 т при вылете стрелы 27,5 м. После установки одной из плит в проектное положение монтажниками была дана команда машинисту крана несколько поднять вторую плиту, которая заклинилась в прорезанном отверстии кожуха горна. Через 3—4 мин после выполнения машинистом команды кран потерял устойчивость и обрушился.

Согласно проведенному поверочному расчету потеря устойчивости поясных уголков башни крана могла произойти от усилия на крюке не менее 30 т при высоте стрелы 27,5 м (вместо допустимого на этом вылете 9 т), что, по-видимому, и имело место в процессе выравнивания холодильной плиты.

Таким образом, единственной причиной аварии крана можно считать его перегрузку при отключенном ограничителе грузоподъемности, вызванную попыткой подъема холодильной плиты, заклиненной в прорезе кожуха горна.

В марте 1959 г. на реконструкции доменной печи завода «Запорож-сталь» при демонтаже нижнего кожуха вторичного пылеуловителя обрушился монтажный кран БК-300. Проектом производства работ, на основании архивных чертежей, вес демонтируемого блока определен в 11,0 т. Перед подъемом конуса были выполнены все автогенные работы по освобождению демонтируемого элемента от других конструкций. После выполнения подготовительных работ блок был поднят на высоту 100—150 мм, а затем еще на 4,0 м. При повороте стрелы вместе с грузом примерно на 40° башня крана потеряла устойчивость и вместе со стрелой упала на купол вновь строящегося большого пылеуловителя.

Расследованием аварии было установлено следующее:

металлические конструкции крана, механическое и электрическое оборудование полностью отвечают требованиям проекта;

качество материалов, сварные и болтовые соединения соответствуют техническим условиям на изготовление крана;

перед монтажом крана была проведена ревизия механических узлов и электрооборудования;

все деформации и разрывы металлопроката не имеют следов хрупкого разрушения.

В результате тщательной расчистки конструкций демонтируемого блока и их замеров, а также дополнительного ознакомления с архивными материалами были выявлены ошибки, допущенные в ППР и при выполнении демонтажных работ. При составлении проекта производства работ не был учтен вес дополнительной брони нижнего конуса весом 9 т, поставленной при переводе доменной печи на повышенное давление, что не отражено в архивных проектных материалах.

В свою очередь бригада монтажников, зная, что на данном вылете стрелы грузоподъемность крана 17 т (вес блока по чертежам ППР 11 т), оставила на конусе демонтированные конструкции и внутреннюю кирпичную футеровку общим весом 4,1 т. Кроме того, в чертежах вместо веса нижнего конуса 13,5 т, как следовало из спецификации металла, было указано 11 т.

Отсюда следует, что основной причиной аварии крана явились его перегрузка на 58% и дополнительные динамические усилия, возникшие при повороте крана с грузом в наиболее невыгодное положение.

В апреле 1962 г. произошла авария крана БК-300 на открытом складе сборных железобетонных конструкций при погрузке балок перекрытия здания аглофабрики на железнодорожные платформы. Во время перемещения крана с грузом 19,5 т на вылете стрелы 20 м и одновременном развороте стрелы деформировалась и разрушилась вторая секция башни крана (рис. 49).

В результате аварии некоторые раскосы в деформированной части башни оказались оторванными от основных уголков в местах сварки.

В разрушенных сварных швах обнаружены непровар до 50% и большое количество внутренних пор. Деформации основных уголков башни крана имели пластический характер, признаков старых трещин или поврежденных элементов не было обнаружено.

Допущенная перегрузка крана способствовала возникновению аварии, но не могла явиться единственной причиной его обрушения. В данном случае следует считать, что авария произошла в основном из-за низкого качества изготовления сварных металлических крановых конструкций.

Аналогичной причиной аварии (здесь низкое качество металлопроката) можно считать обрушение крана БК-300 на строительстве Макеевского завода, которое произошло в 1964 г. во время монтажа железобетонных стропильных ферм при температуре -20°C . Согласно проведенным поверочным расчетам прочность разрушенных элементов при действующих в момент аварии усилиях была обеспечена, хотя напряжения в основных уголках приближались к допускаемым.

Исследование химического состава металла разрушившихся элементов крана показало, что конструкции изготовлены из стали марки СТЗкп. Испытание на статическое растяжение и ударную вязкость продольных и поперечных образцов при температурах $+20$, -10 , -20 и -30°C свидетельствует, что некоторые образцы при испытаниях на ударную вязкость дали пониженные показатели даже при температуре -10°C , т. е. качество примененного металлопроката при изготовлении крановых конструкций не соответствовало техническим условиям.

В сентябре 1963 г. на строительстве ТЭЦ—ПВС Донецкого металлургического завода при подъеме бака деаэратора к месту его установки по проекту обрушился кран БК-300. При этом башня крана, стрела и противовес упали на производственное здание и частично его разрушили.

Как установлено расследованием, по проекту производства работ использование крана БК-300 предусматривалось только для монтажа сборных железобетонных конструкций строящегося здания. Подъем бака деаэратора производился по инициативе бригадиров монтажников без согласования с прорабом и главным инженером монтажного управления при отсутствии проверки веса бака по технической документации. Согласно показанию крановщицы, ей было заявлено бригадиром, что бак весит не более 12 т, в то время как фактически его вес составлял 23,8 т. После подъема бака на высоту 2,5—3,5 м при вылете стрелы 19 м и попытке поворота стрелы вместе с поднятым грузом стрела несколько деформировалась и бак, соскользнув со стропов, одной стороной упал на землю, а второй задержался на ж.-д. платформе.

Перегрузка крана на 49% совместно с динамическим воздействием, возникшим при соскальзывании бака со стропов, привела к значительной деформации основных уголков нижней секции башни крана.

Кроме перегрузки крана, как основной причины аварии, следует от-

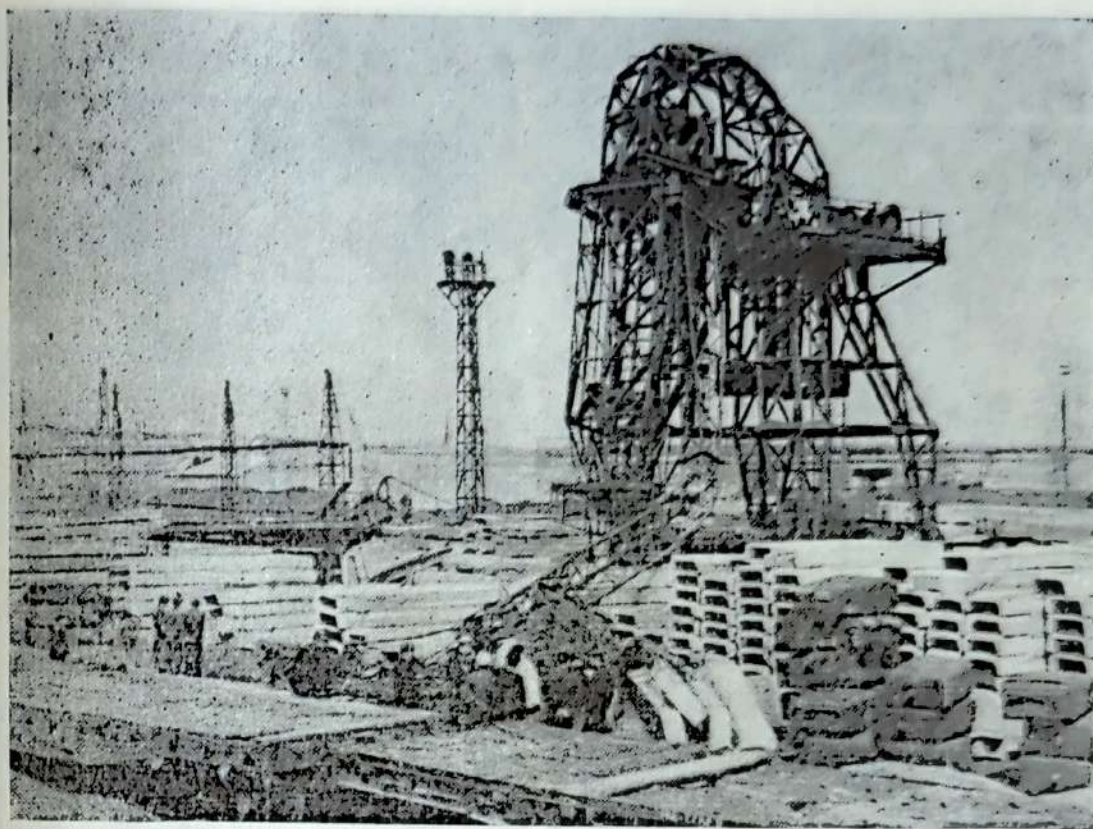


Рис. 49. Обрушение башенного крана на складе строительных конструкций.

метить отсутствие ограничителей поворота стрелы, исключающее транспортировку груза над производственными зданиями, отсутствие контрольного груза для ежедневной проверки исправности ограничителя грузоподъемности и нарушение технологической дисциплины при производстве монтажных работ.

Каких-либо дефектов металлических конструкций и оборудования крана при расследовании аварии не было обнаружено.

В марте 1965 г. на монтаже строительных конструкций конверторного цеха Криворожского металлургического завода при разгрузке металлической подкрановой балки весом 26,5 т произошла авария крана БК-300 (рис. 50). Проектом производства работ и по указанию прораба разгрузка и монтаж подкрановой балки должны были выполняться краном БК-48 максимальной грузоподъемностью 48 т, который находился на том же участке монтажных работ, где и кран БК-300. В нарушение ППР и указания производителя работ мастер использовал для разгрузки балки с железнодорожной платформы кран БК-300. Подъем балки осуществлялся при вылете стрелы 15 м. После подъема на высоту 4 м и поворота стрелы с грузом на 135° уголок пояса второй снизу секции башни потерял устойчивость, и кран обрушился.



Рис. 50. Обрушение башенного крана на строительстве конверторного цеха.

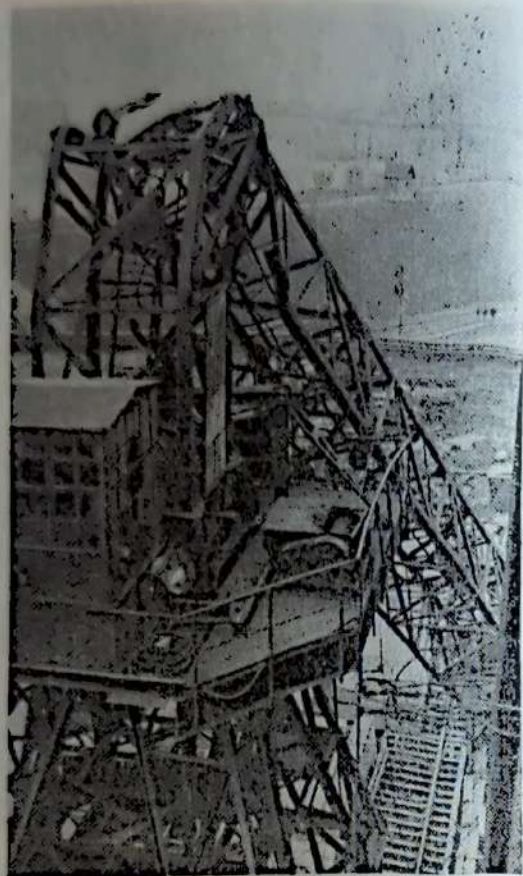


Рис. 51. Авария башенного крана на разгрузке металлоконструкций.

Основной причиной аварии, как установлено рассмотрением всех материалов и места обрушения, явилось нарушение технологической дисциплины на монтаже, которое привело к перегрузке крана на 43% при дополнительных динамических нагрузках, возникших в результате поворота стрелы.

В марте 1965 г. на строительстве доменной печи Ждановского металлургического завода им. Ильича обрушился кран БК-300 во время разгрузки листовых металлических конструкций (рис. 51). Авария произошла при следующих обстоятельствах. По условиям расположения крана и железнодорожных платформ конструкции разгружали при вылете стрелы 29 м, допускаемая грузоподъемность крана при котором составляет 8,5 т. Вес отдельно разгружаемого пакета листовых конструкций не подсчитывали и принимали в зависимости от случайно образовавшихся зазоров, допускающих свободную строповку. В момент аварии вес разгружаемого пакета оказался равным 14,7 т, что вызвало перегрузку крана на 73%.

Как видно из приведенных описаний аварий башенных монтажных кранов типа БК-300, причинами разрушения крановых конструкций обычно являются превышения установленной грузоподъемности и лишь в отдельных случаях низкое качество изготовления кранов, применение металлопроката, не соответствующего требованиям проекта. Необходимо также отметить неудовлетворительное качество ограничителей грузоподъемности и недостаточную прочность нижних секций башни крана, особенно в диагональном направлении.

Для обобщения и анализа причин аварий представляют также интерес «однопричинные» аварии, расследование которых не представляло особой технической сложности.

Авария крупного резервуара (1967 г.) произошла при исправлении дефектов в швах (течи из-за неплотностей) при помощи электросварки.

Находящиеся в резервуаре пары бензина взорвались, сорвали кровлю резервуара и нанесли повреждение корпусу.

Причиной этой аварии явилось несоблюдение правил безопасности ведения электросварочных работ в резервуарах под светлые нефтепродукты.

Падение 90-метровой стрелы отвалообразователя (1963 г.) произошло по причине недостаточного закрепления сжимов одной из тросовых оттяжек в верхнем узле пилона (на отметке 42 м), в результате чего трехпролетная разрезная ферма стрелы лишилась одной из опор и под влиянием сжимающей силы и изгиба с кручением потеряла устойчивость.

Производственной причиной аварии явился дефект монтажа, технической — потеря устойчивости стрелы.

Обрушение стропильной фермы в цехе Южного металлургического завода (1967 г.) произошло по причине отсутствия опорного столика в стойке единственной в корпусе подстропильной фермы, пропущенного при изготовлении фермы на заводе металлоконструкций. Монтажники и строители не заметили отсутствия опорного столика и смонтировали все элементы покрытия, включая кровельные плиты и гидроизоляцию. После этого установочные болты, фиксирующие положение опорного узла стропильной фермы на подстропильной, оказались перегруженными в 4—5 раз по сравнению с нормативной несущей способностью, срезались, и этот участок кровельного покрытия обрушился. Причиной аварии явился дефект изготовления подстропильной фермы и недостаточный технический надзор при монтаже.

ГЛАВА IV

РАССЛЕДОВАНИЕ АВАРИЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1. ОБЩАЯ МЕТОДИКА

Расследование аварий стальных конструкций — сложный и трудоемкий комплекс инженерных работ и исследований, конечной целью которого являются установление вероятных причин происшедшей аварии, разработка мероприятий по восстановлению обрушенных конструкций и предупреждению дальнейшего обрушения, а также возможной аварии аналогичных конструкций в других сооружениях.

Аварии расследуются специальной комиссией, назначаемой в зависимости от размеров аварии и особенностей сооружения дирекцией предприятия, министерством, Советом Министров республики или СССР.

Для достижения наибольшей объективности заключения членами комиссии не должны быть работники или руководители организаций, осуществлявшие проектирование, изготовление, монтаж и эксплуатацию конструкций, подвергшихся аварии.

- Перед комиссией обычно стоят две основные задачи:
- 1) расследование причин аварии и разработка мероприятий по быстрейшему восстановлению разрушенных конструкций и возобновлению эксплуатации здания или сооружения. Для решения их в состав комиссии назначаются производственники, проектировщики и научные работники — специалисты по стальным конструкциям, сварке, по эксплуатации производства, расположенного в данном здании или сооружении.

Группы технических экспертов, привлекаемых для расследования аварии, возглавляются членами комиссии, которые участвуют в разработке решений по восстановлению и усилению разрушенных и находящихся в аварийном состоянии конструкций, составляют и редактируют техническую часть общего заключения, завершающего работу комиссии.

Как показывает опыт, такая организация специальной экспертизы обеспечивает быстрое и объективное расследование аварий.

Комиссия должна приступить к работе в возможно более короткий срок после момента аварии или установления аварийного состояния конструкций, чтобы иметь возможность собрать наиболее достоверный материал, обосновывающий версию о причинах аварии.

Очень важно, чтобы членам комиссии и экспертам была предоставлена возможность обследовать конструкции, подвергшиеся аварии, в том

виде, как они расположились после полного или частичного обрушения или после перехода в аварийное состояние.

По указаниям экспертов и при их участии следует сфотографировать наиболее характерные узлы и элементы, подвергшиеся деформации или разрушению. Места фотографирования отмечают соответствующей маркировкой на схемах здания или сооружения.

Расследование причин, вызвавших аварию, проводят по заранее разработанному плану, в котором должны быть следующие разделы:

- 1) выяснение обстоятельств аварии;
- 2) ознакомление с технической документацией;
- 3) уточнение режимов эксплуатации, фактических нагрузок, действовавших до аварии и в момент аварии;
- 4) установление фактических характеристик металла аварийных конструкций: механических свойств и химического состава, способа выплавки, степени раскисления и др.;
- 5) обследование конструкций, подвергшихся аварии или пришедших в аварийное состояние, а также конструкций на соседних участках здания или сооружения;
- 6) проведение поверочных расчетов аварийных конструкций на действие фактических нагрузок, существовавших до и во время аварии;
- 7) разработка достоверных версий о причинах аварии.

По пп. 3, 4, 5 и 6 желательно создание групп технической экспертизы.

На основании результатов, полученных по каждому из этих разделов, составляют общее заключение и выводы технической экспертизы.

2. ВЫЯСНЕНИЕ ОБСТОЯТЕЛЬСТВ АВАРИИ

Для разработки объективной и наиболее вероятной версии необходимо сразу же после аварии тщательно и с возможно большими подробностями, иногда кажущимися второстепенными, выяснить обстоятельства аварии или перехода конструкций в аварийное состояние.

При расследовании обстоятельств аварии рекомендуется обратить внимание на следующие важнейшие вопросы:

- установить наиболее точно время аварии;
- выяснить климатические условия, при которых произошла авария (состояние погоды и температуру воздуха, величину снегового покрова или обледенения, скорость и направление ветра и другие данные местной метеорологической станции);
- уточнить величину и характеристику эксплуатационных нагрузок, действующих в момент аварии;
- выяснить, какие были замечены неисправности конструкций до аварии;
- представить на основании данных, полученных при опросе непосред-

ственных очевидцев аварии, примерный ход и последовательность аварии, особенно в самом начале ее, определить приблизительную длительность процесса обрушения.

Для получения объективной информации очевидцев, учитывая обычную субъективность их суждений, в протокол опроса следует вносить только то, что очевидец видел сам, а не слышал от другого.

Существенным при рассмотрении показаний очевидца также является уточнение места и времени его нахождения в момент аварии. Ответы на все перечисленные вопросы по выяснению обстоятельств аварии оформляют в виде справок или протоколов, используемых в дальнейшем для обсуждения версий о причинах аварии и составления общего заключения.

3. ОЗНАКОМЛЕНИЕ С ТЕХНИЧЕСКОЙ ДОКУМЕНТАЦИЕЙ

Подробное ознакомление с технической документацией является важным элементом расследования, позволяющим выяснить особенности конструктивной схемы и проектных решений отдельных элементов и узлов, требования к эксплуатации, а также уточнить обстоятельства изготовления и монтажа конструкций, сдачи их в эксплуатацию, согласований отступлений от проекта и других вопросов.

В комплект технической документации, представляемой комиссии, входят следующие материалы:

- паспорт проекта на конструкции, здания и сооружения;

- комплекты рабочих чертежей КМ и КМД;

- заводской паспорт на стальные конструкции, сертификаты на сталь, метизы, электроды, электродную проволоку, флюсы и др.;

- документы о согласовании с проектной организацией отступлений в чертежах КМД от КМ, а также допущенных фактических отклонений элементов и узлов от КМ и КМД;

- акты на скрытые работы;

- данные о геодезических съемках при приемке и в процессе эксплуатации здания или сооружения;

- журналы монтажных работ, описи удостоверений сварщиков и присвоенных им клейм и другую документацию на монтажные работы;

- акты рабочих приемочных комиссий с перечнем недоделок и актами на их устранение;

- документация о произведенном контроле внутренних дефектов сварных швов физическими методами (просвечиванием, прозвучиванием, магнитографированием и т. п.) во всех местах, где это требовалось по проекту;

- акты и ведомости ремонтных работ, усиления отдельных элементов, устранения повреждений, возникающих в процессе эксплуатации, пере-

чень дефектов, обнаруженных после приемки зданий в эксплуатацию и др.;

документы о текущих контрольных испытаниях стальных конструкций, геодезических съемках, осмотрах и других проверках состояния конструкций в процессе эксплуатации;

данные о грунтах и подземных коммуникациях в районе строений, подвергшихся аварии.

Перечисленная техническая документация может находиться в различных местах: в УКСе или проектно-монтажном отделе предприятия, в строительном тресте, в монтажной организации, на заводе — поставщике металлоконструкций, в проектной организации, выполнявшей КМ и др.

Сбор ее и представление в комиссию полного комплекта должны быть поручены лицу, ответственному за эксплуатацию конструкций, здания или сооружения.

В процессе ознакомления с технической документацией следует установить соответствие принятых решений действующим во время проектирования техническим условиям и нормам, оценить эти решения с точки зрения действующих строительных норм и правил, определить, нет ли ошибок в расчетах и конструировании, особенно для элементов и узлов, подвергшихся разрушению.

Необходимо также выявить отступления от проекта, снижающие несущую способность как отдельных элементов, так и сооружения в целом, нарушения технических условий, допущенных при изготовлении и монтаже конструкций.

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФАКТИЧЕСКИХ НАГРУЗОК

Учитывая, что в ряде случаев основной причиной аварий оказывалось увеличение фактических нагрузок по сравнению с принятыми в проектах нормативными, рекомендуется особо тщательно установить величину и характер эксплуатационных нагрузок, действовавших на конструкции до и во время аварии.

Так как от точности этих данных в значительной степени зависит достоверность версии о причинах аварии, установление нагрузок рекомендуется производить всюду, где это возможно, взвешиванием. Количество взвешенных образцов должно быть возможно большим, но не менее трех, взятых из различных характерных мест покрытия или перекрытия.

В случае серьезных технических затруднений с организацией взвешивания железобетонных плит и крупных кусков утеплителей, стяжек, гидроизоляции и т. п. фактический вес их может быть определен путем замеров высот отдельных слоев в различных местах и определения их объемных весов по небольшим пробам объемом 200—300 см³.

Фактический собственный вес снега, льда, металлургической пыли

следует определять, замеряя высоту слоя над каждым узлом стропильной фермы и устанавливая их действительный объемный вес по небольшим пробам.

Установление фактических воздействий от мостовых кранов включает определение разнородных данных:

- положения кранов и поднимаемых грузов в момент аварии;

- максимальных поднимаемых грузов и их минимального приближения к рассматриваемым балкам и колоннам;

- случаев совместной работы нескольких сближенных кранов за все время эксплуатации;

- фактического режима эксплуатации кранов по классификации Госгортехнадзора.

В процессе эксплуатации промышленных зданий и сооружений имеют место случаи подвески к стальным конструкциям различных грузов, обычно для ремонтных работ, в местах, не предусмотренных проектом. Если блоки для подъема грузов и отводные ролики подвешены к поясам или раскосам ферм, между узлами возникает значительный местный изгиб, вызывающий прогибы, выгибы, вмятины и другие местные повреждения элементов ферм, к которым были подвешены грузы.

Работники эксплуатации обычно знают о недопустимости подвески грузов к стальным конструкциям в непредусмотренных проектом местах, поэтому при расследованиях аварий, опасаясь ответственности, стараются скрыть от комиссии эти нарушения. Однако для выявления объективных причин аварии необходимо такие случаи устанавливать внимательным осмотром всех погнутых элементов конструкций, а также опросом рабочих-эксплуатационников.

5. ИССЛЕДОВАНИЕ СТАЛИ

При расследованиях аварий стальных конструкций, как правило, необходимо установить основные характеристики металлопроката, из которого изготовлены обрушившиеся конструкции и аналогичные, сохранившиеся на соседних участках здания и сооружения.

Обычно данные выписок из заводских сертификатов, если они имеются, не дают достоверных сведений, поэтому нужно проводить контрольные испытания специально вырезанных образцов стали.

Контрольными испытаниями определяют:

- марку стали, способ выплавки и степень раскисления;

- механические свойства; предел прочности на растяжение, предел текучести, относительное удлинение, ударную вязкость (в необходимых случаях);

- химический состав для малоуглеродистой стали — содержание углерода, марганца, кремния, серы и фосфора, а для низколегированных сталей, кроме того, содержание легирующих добавок.

Образцы для механических испытаний должны иметь «чистовой» размер не менее $50 \text{ мм} \times 20 \delta$ (δ — толщина проката) и вырезаются из сортового и фасонного металлопроката вдоль проката, из листового и широкополосного металлопроката — поперек. Образцы из разрушенных элементов следует вырезать в местах, где в процессе обрушения не произошли пластические деформации и не образовался наклеп.

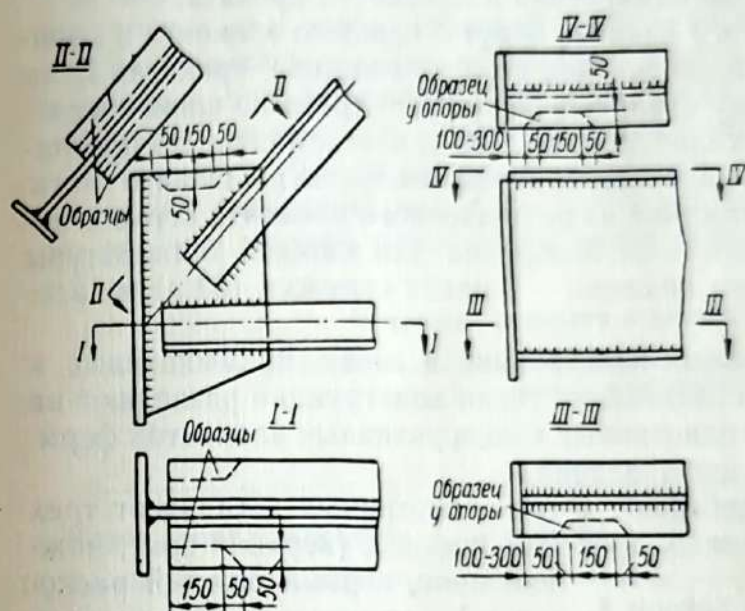


Рис. 52. Примеры мест вырезки образцов для контрольных испытаний стали.



Рис. 53. Расположение шлифов для снятия микроструктуры по способу Баумана:

а — лист; б — уголок

Контрольные образцы из элементов, расположенных в соседних с местом аварии зонах, вырезают на участках с наименьшими напряжениями: например, из неприкрепленной полки в торце уголка, примыкающего к узловой фасонке, и аналогичных мест (рис. 52) так, чтобы после вырезки образца были обеспечены прочность и устойчивость контролируемого элемента. Отпечатки макрошлифов на распределение серы по способу Баумана рекомендуется делать прямо на конструкции, без вырезки образцов. Снятие отпечатков по способу Баумана осуществляют следующим образом:

подготавливают место для снятия отпечатка путем шлифовки (электрической или пневматической машинкой с наждачным кругом) на торце сортового или фасонного проката и вдоль прокатки в деталях из листового стали (рис. 53);

на подготовленное место на свету накладывают и прижимают к металлу обычную фотобумагу, хорошо вымоченную в 5%-ном растворе серной кислоты;

после 5—10 мин выдержки полученный отпечаток (бледно-коричневого цвета с темными полосами в местах скоплений серы) закрепляют в растворе кислого фиксажа или гипосульфита.

Если по техническим причинам изготовить отпечатки по способу Баумана непосредственно на конструкции сложно, то вырезают темплеты для отправки в лабораторию. Образцы должны иметь следующие размеры: ширину, равную толщине проката, длину 150 мм вдоль проката для листовых деталей; в сортовом и фасонном профиле — отрезок торца шириной, равной толщине проката. Рабочая часть шлифа в профильном металле располагается перпендикулярно к плоскости проката.

Стружку для химического анализа берут с каждого элемента в количестве не менее 50% площади сечения по всей толщине проката. Если это невозможно, то стружку отбирают из средней трети по ширине сечения, но на всю толщину металлопроката. Перед взятием стружки поверхность должна быть тщательно очищена от краски, грязи, ржавчины, влаги.

Для испытания на растяжение из разрушенного элемента берут 2 образца, на ударную вязкость — по 3 образца для каждой температуры испытаний, для химического анализа — 1 пакет стружки (50 г) из элемента.

При обследовании стальных конструкций в зонах, примыкающих к аварийному участку, для исследования стали конструкции разделяют на условные партии по 15—20 однотипных конструктивных элементов ферм, балок и др. одного периода изготовления.

Контрольные образцы отбирают в трех однотипных деталях от трех элементов партии и одинаковых профилей проката (верхний пояс, нижний пояс, первый сжатый раскос и т. п.) в количестве, указанном в табл. 9.

Таблица 9

Контрольные испытания	Количество образцов	
	из детали одного элемента	всего из партии
На растяжение	1	3
Отпечатки по Бауману	1	3
На ударную вязкость	2	6
Химический анализ	1	3

Все контрольные образцы должны быть замаркированы, а места их взятия и марки обозначены на схемах, приложенных к материалам обследования конструкций.

Механические испытания и контрольный химический анализ должны быть произведены в специализированной заводской лаборатории, комиссии же необходимо представлять соответствующие протоколы испытаний и общее заключение лаборатории о качестве каждой контрольной пробы металлопроката и его свойствах.

6. ОБСЛЕДОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Обследование конструкций имеет следующие цели:

установить соответствие выполненных элементов и узлов конструкций проекту и допущенные отступления от проекта при изготовлении конструкций и монтаже;

выяснить характер разрушений (вязкий, хрупкий и т. п.);
выявить дефекты сварных, болтовых и заклепочных соединений, определить качество изготовления и монтажа конструкций;
определить, были ли нарушения нормальной эксплуатации здания и в чем они выражались.

В первую очередь обследуют конструкции, подвергшиеся аварии, затем аналогичные конструкции на участках здания, примыкающих к месту аварии, и в необходимых случаях — во всем сооружении.

Данные обследования оформляют в виде ведомости дефектов с приложением маркировочных схем, которыми обычно являются монтажные схемы из комплекта детализованных чертежей КМД.

Примерная форма ведомости дефектов:

Ниже приведены наиболее часто встречающиеся виды отклонений от проекта деталей, элементов и узлов стальных конструкций.

Ведомость дефектов стальных конструкций

(наименование объекта)		
_____ 19 ____ г.		
Марка элемента или узла	Эскиз	Описание дефекта или отклонения от проекта

1. Замена проектных профилей, необходимых по условиям комплектования, другими имеющимися на заводе-изготовителе (уголками с более толстыми или более широкими полками, уголками, изготовленными из разрезанных швеллеров, более толстыми и более широкими листовыми деталями и др.).

При замене проектных профилей встречаются иногда ошибочно заниженные по сравнению с проектом размеры деталей и элементов, поэтому при обследовании стальных конструкций необходимо замерять все без исключения профили и листовые детали. Фактически измеренные размеры сечений и профилей сравнивают с данными чертежей КМ и КМД и отмечают в ведомости отклонения от каждой стадии проекта отдельно. Сечения деталей и элементов замеряют с помощью стальных рулеток с миллиметровыми делениями, а толщину — штангелями с точностью до 0,1 мм.

2. Отклонения от проекта фактических размеров сварных швов по длине и высоте катетов. Здесь особенно важно установить размеры расчетных швов в наиболее ответственных узлах и стыках как заводских,

так и монтажных. Измерение катетов угловых швов осуществляют набором специальных шаблонов. Следует также проверить размещение монтажных и заводских стыков и соответствие их конструкции чертежам КМ.

В сварных узлах ферм необходимо обратить внимание на размеры между крайними точками торцов элементов решетки и кромками поясов.

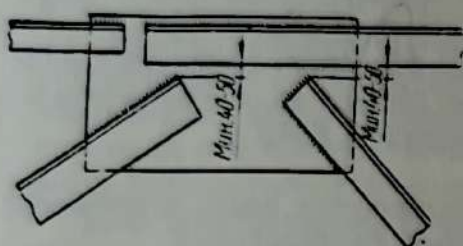


Рис. 54. Допускаемые размеры между торцами раскосов и кромками поясов ферм.

Согласно п. 8 24 СНиП II-V. 3—62 с 1963 г. этот размер должен быть не менее 40—50 мм (рис. 54). До 1963 г. таких рекомендаций в нормах не было, поэтому в старых проектах могут встречаться любые величины.

3. В болтовых и заклепочных соединениях могут оказаться недостаточными «обрезы» (так называют расстояния от центра болта, заклепки до торца элемента или ближайшего торца фасонки). Опасными являются обрезы, имеющие величину

вдоль усилия менее двух диаметров стержня болта или заклепки. Следует также проверить качество отверстий, в которые поставлены болты. Очень часто такие отверстия выполняют кислородным резаком, в результате чего они имеют неправильную форму.

4. Встречается недостаточное количество фактически установленных болтов по сравнению с данными проекта в монтажных сопряжениях стропильных и подстропильных ферм с колоннами, в прикреплениях подкрановых балок и тормозных конструкций, связей по колоннам, фермам и др. В прикреплениях связей и других элементов имеют место случаи замены монтажных болтов сварными швами и, наоборот, сварных швов болтами, постановка неполного количества болтов и другие отклонения от проекта. В элементах и деталях стальных конструкций могут оказаться местные ослабления деталей и элементов стальных конструкций непредусмотренными в проекте отверстиями, вырезами и т. п.

5. При обследовании сохранившихся конструкций следует также проверить, нет ли отклонений от вертикали стоек, колонн, стенок балок, плоскостей стропильных и подстропильных ферм и других конструкций. Отклонения замеряют отвесами или теодолитами. Результаты замеров отражают в схемах, прикладываемых к ведомости дефектов. Слабое натяжение тяжей и оттяжек определяется по их провисанию и неплотному прилеганию шайб и гаек в местах крепления.

6. Возможны осадки опор стоек и колонн. Особенно опасными являются неравномерные осадки, часто встречающиеся при лессовых просадочных грунтах. Величины осадок измеряют путем нивелировок опорных плит, баз колонн или плит, на которые опираются подкрановые бал-

ки, а также других характерных точек. Отклонения от проектного положения подкрановых путей устанавливают по вертикали нивелировкой, в плане — геодезической съемкой. Кроме того, в каждой подкрановой балке отмечают места с большими отклонениями оси рельс от оси стенки балки. Все замеры и съемки оформляют в виде схем.

Существенным дефектом стальных конструкций является коррозия стали (химическая и электрохимическая), особенно если она распространилась на большую глубину сечения элементов.

При химической коррозии происходит взаимодействие металла и окружающей среды без возникновения электрических токов. Химическая коррозия металлов — явление редкое, в основном это газовая коррозия, когда сухие газы и пары не дают конденсата на поверхности металлических деталей, но взаимодействуют с металлом (особенно при высоких температурах) и образуют окислы на поверхностях деталей стальных конструкций.

В стальных конструкциях наиболее распространена электрохимическая коррозия, когда химические процессы протекают в водных растворах электролитов, влажных газах, щелочах, при этом возникают электрические токи.

На предприятиях черной и цветной металлургии, коксохимии и других воздух является носителем различных газов и паров, из которых наиболее агрессивны к металлическим конструкциям пары хлора, хлористого водорода, окислы азота, сернистые газы, сероводород и др. В результате коррозии образуется гидрат окиси железа $\text{Fe}(\text{OH})_3$ — рыхлый осадок на поверхности деталей, не защищающий металл от дальнейшего разрушения. Этот осадок превращается в дальнейшем в ржавчину, состоящую из $a\text{FeO}$; $b\text{FeO}_3$; $c\text{H}_2\text{O}$, где a , b , c — коэффициенты, зависящие от доступа кислорода, температуры и влажности окружающего воздуха.

Степень поражения коррозией стальных элементов при обследовании определяют, зачищая до металлического блеска и измеряя микрометром (до 0,01 мм) фактическую толщину неповрежденного металла и сравнивая ее с номиналом, указанным в проекте (КМД), или с толщиной такого же профиля на участке, где нет коррозии.

В строительных сварных конструкциях особое внимание должно быть обращено на качество сварных швов.

Для обследования состояния швов и околошовной зоны их очищают от грязи, пыли, краски. Желательно зачистить швы до блеска металлическими щетками.

Установление фактической несущей способности сварной конструкции может быть произведено только после тщательного осмотра всех рабочих сварных швов и установления их размеров и качества.

К наружным дефектам относятся: наружные трещины, подрезы, прожоги, перерывы в шве, незаваренные кратеры в конце сварки, крупная

чешуйчатость, неполномерность швов, чрезмерное «усиление», поры и свищи, натеки и наплывы, отсутствие подварочных швов в стыках, несплавление на кромках; к внутренним — внутренние трещины, непрсвары, несплавление между слоями швов, шлаковые и газовые включения.

В строительных сварных конструкциях наиболее часто встречаются следующие дефекты сварных швов и соединений.

Трещины — по расположению к усилию — продольные и поперечные, по расположению в сечении шва — наружные и внутренние. Внутренние можно обнаружить только при физических методах контроля (просвечивание, прозвучивание и т. п.), наружные — при внешнем осмотре с помощью лупы (4—8-кратного увеличения).

Признаками, помогающими отыскивать трещины в сварных конструкциях, являются подтеки ржавчины, шелушение краски. Наиболее часто трещины встречаются в элементах, воспринимающих ударные и динамические воздействия.

Очень важно обнаружить трещины в рабочих швах, определяющих несущую способность элемента, узла, всего сооружения.

Для стальных каркасов промышленных зданий можно рекомендовать следующий порядок осмотра сварных швов для отыскания в них трещин:

в колоннах и стойках осматривают сварные швы, прикрепляющие ветви (пояса) к траверсам базы и переходной части; стыки ветвей (заводские и монтажные); швы, прикрепляющие опорные столы стропильных ферм, ригелей фахверка и др.; швы, прикрепляющие элементы решетки колонн к ветвям;

в стропильных и подстропильных фермах все сварные швы в опорных узлах и накладках, прикрепляющих ферму к колонне; все сварные швы в стыках поясов; сварные швы и околошовные зоны в местах сближения швов в узлах; все сварные швы, расположенные перпендикулярно к растягивающим усилиям;

в подкрановых балках поясные швы, прикрепляющие верхний пояс к стенке; швы, прикрепляющие тормозные фермы или площадки к верхнему поясу балки; стыки верхнего и нижнего поясов балки; околошовные зоны у концов «коротких» ребер; места пересечений поперечных стыков балки с продольными ребрами и продольных стыков стенки с поперечными ребрами; швы в опорных узлах балки; стыки рельс и сварные швы рельсовых креплений.

Подрезы (рис. 55, а) располагаются вдоль краев сварных швов. Они образуются, главным образом, при чрезмерной силе сварочного тока.

Согласно п. 2.48 СНиП III-V. 5—62 подрезы основного металла допускаются глубиной S не более 0,5 мм при толщине стали до 10 мм и не более 1 мм — при толщине свыше 10 мм.

Прожоги, перерывы в швах, незаваренные кратеры, слишком крупная чешуйчатость, неполномерность швов (рис. 55, б), резкие переходы от на-

плавленного металла к основному и чрезмерное «усиление» швов (рис. 55, в) являются недопустимыми дефектами сварных швов, возникающими вследствие небрежности или недостаточной квалификации сварщика, отсутствия надежного контроля качества сварочных работ.

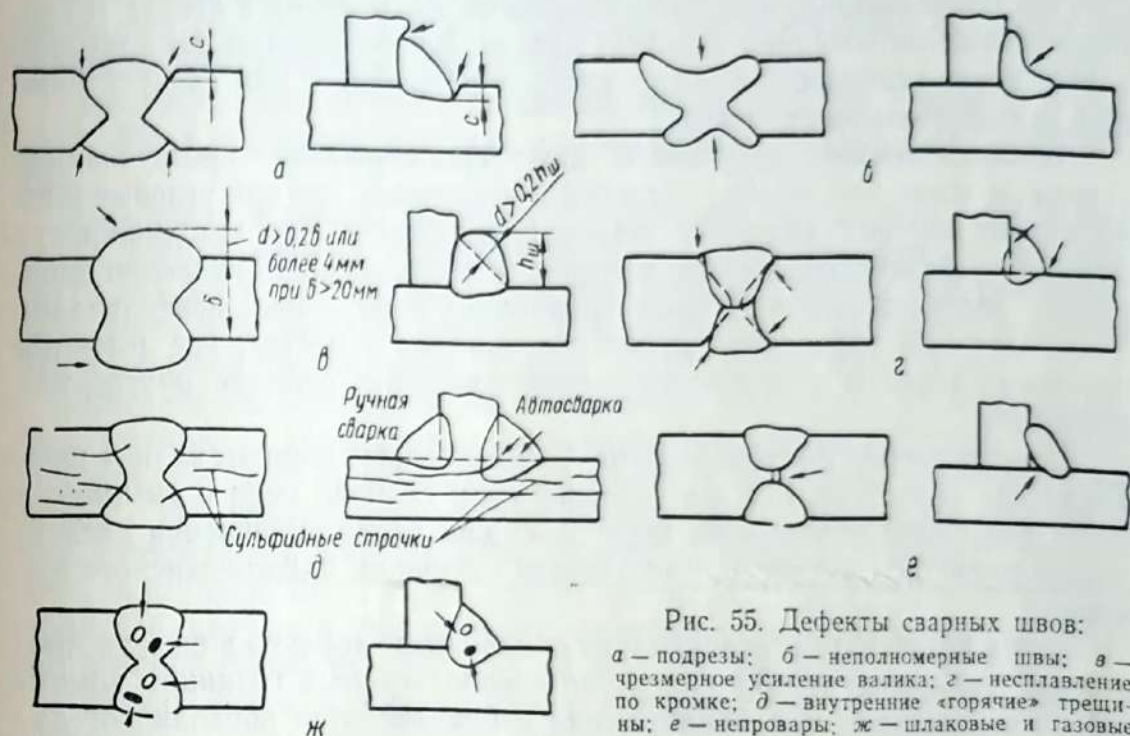


Рис. 55. Дефекты сварных швов:

а — подрезы; б — неполномерные швы; в — чрезмерное усиление валика; г — несплавление по кромке; д — внутренние «горячие» трещины; е — непровары; ж — шлаковые и газовые включения.

Поры и свищи являются каналами для выхода газов, образовавшихся при сварке по ржавчине, влаге, маслу и другим загрязнениям кромок или при сварке сырыми электродами, влажным флюсом, влажным углекислым газом.

В сварных швах, где необходима плотность соединений — резервуары, трубопроводы и т. п., — поры и свищи недопустимы, а в местах, где плотность не требуется, отдельные свищи и небольшая пористость не являются серьезными дефектами и могут быть допущены без исправлений.

Подтеки и наплывы образуются при низком качестве электродов, применяемых для сварки швов в вертикальном, горизонтальном и потолочном положениях, а также при сварке угловых швов в нижнем положении, но не в лодочку. Эти дефекты допустимы при их незначительной величине.

Отсутствие подварочных швов в неповоротных стыках является серьезным дефектом, образующим резкие концентраторы напряжений поперек направления силового потока, и допускается в исключительных случаях, когда невозможно выполнить подварку, с учетом снижения несущей способности такого стыка.

Несплавление по кромке (рис. 55, г) является острым «надрезом» и потому недопустимым дефектом сварного шва, возникающим вследствие плохой очистки кромок перед сваркой, небрежности или недостаточной квалификации сварщика.

При обследовании металлоконструкций, подвергшихся авариям и расположенных на соседних участках здания, физические методы контроля осуществить технически сложно, поэтому прибегать к ним следует только в исключительных случаях.

Наиболее точные результаты дают просвечивание, прозвучивание стыковых швов, что обычно является достаточным, так как угловые швы во многих случаях являются малонапряженными. При невозможности применить физические методы контроля и необходимости проверки внутренних дефектов сварных швов производят выборочное засверливание с последующим травлением стенок выемки шва в местах, где имеются наружные дефекты и возникают предположения о наличии внутренних дефектов.

Диаметр сверла должен быть на 3—6 мм больше ширины валика шва. Травитель — раствор 10%-ной двойной соли хлорной меди и аммония в 100 г воды дает результаты через 2—3 мин после смачивания стенок; осадок меди удаляют водой или 5%-ным раствором надсернистой кислоты.

Если в результате засверливания обнаружены дефекты в шве, то производят два новых засверливания по предполагаемым границам сомнительного участка и при обнаружении в них дефектов продолжают засверливание до достижения качественных участков шва.

В соответствии с п. 2. 51 СНиП III-V. 5—62 допускаются:

непровары по сечению швов в соединениях, доступных сварке с двух сторон, глубиной до 5% толщины металла, но не больше 2 мм при длине непровара не более 50 мм и общей длине участков непровара не более 200 мм на 1 пог. м шва;

непровары в корне шва — в соединениях без накладок, доступных сварке только с одной стороны — глубиной до 15% толщины металла, если она не превышает 20 мм, и не свыше 3 мм при толщине стыкуемых деталей более 20 мм.

Шлаковые и газовые включения (рис. 55, ж) внутри сварного шва могут возникнуть в результате сварки некачественными электродами, проволокой или флюсом при очень узкой разделке кромок, при сварке на пониженной силе тока или при пониженных температурах, при загрязнении по кромкам стыкуемых деталей и при других условиях, при которых шлак и окислы не успевают полностью всплыть на поверхность расплавленной сварочной ванны и остаются в виде цепочки остывших капель внутренних неметаллических включений.

Согласно п. 2.51 СНиП III-V—62 допускаются:

отдельные шлаковые или газовые включения (поры) либо скопления их (по группам А и В ГОСТ 7512—55) размером по глубине шва не более 10% толщины свариваемого металла при толщине до 20 мм и не более 3 мм при толщине свариваемого металла свыше 20 мм;

шлаковые включения, расположенные цепочкой или сплошной линией вдоль шва (по группе Б ГОСТ 7512—55) при суммарной их длине, не превышающей 200 мм на 1 пог. м шва;

скопления газовых пор и шлаковых включений (по группе В ГОСТ 7512—55) в отдельных участках шва не более 5 шт. на 1 см² площади шва;

суммарная величина непровара, шлаковых и газовых включений (пор), расположенных отдельно или цепочкой (по группам А и Б ГОСТ 7512—55), не превышающая в рассматриваемом сечении при двусторонней сварке 10% толщины свариваемого металла, но не более 2 мм и при односторонней сварке без подкладок — 15%, но не более 3 мм.

Для установления действительной прочности сварных соединений следует произвести контрольные механические испытания. Вырезку образцов для этой цели намечают по возможности в местах, расположенных рядом с разрушенными участками, но там, где не произошли пластические деформации и сопутствующее им деформационное старение. Для каждого контролируемого места нужно обеспечить следующее количество образцов: для испытания сварного соединения на растяжение — 2 образца, для испытания металла шва на ударную вязкость — 3 образца.

Металл шва и околошовной зоны в сварных соединениях из низколегированной стали испытывают также на твердость не менее чем в трех точках на одном образце.

При обследовании сварных конструкций желательно установить характер и величину деформаций от сварки, так как при значительной величине они могут снижать несущую способность элемента, узла или отдельных деталей. Деформации от сварки могут быть общими и местными. К общим (рис. 56) относятся те, которые распространились по всему элементу или на большей его части: серповидность, продольное и поперечное укорочение элемента, скручивание элементов (винтообразность), грибовидность полок тавровых, двутавровых и Н-образных элементов, перекося полок сплошных составных сечений балок, стоек и колонн.

К местным деформациям (рис. 57) относятся такие, которые образовались в пределах одной или нескольких деталей, или на их части: коробление части плоскости листовых деталей — «хлопуны»; коробление свободных кромок длинных листовых или полосовых деталей; коробление в зоне стыковых швов; искажение плоскости фрезерованных или строганных торцов при приварке вблизи них мелких деталей; грибовидность полок мелких деталей составного сечения; отклонение плоскостей деталей от заданного в проекте угла примыкания к основному сечению.

Размеры, полученные при обследовании и тщательном измерении деформаций, а также их эскизы или фотографии должны быть внесены в общую ведомость дефектов.

Обследование обрушившихся конструкций обязательно должно установить характер разрушения основного металла, сварных швов, болто-

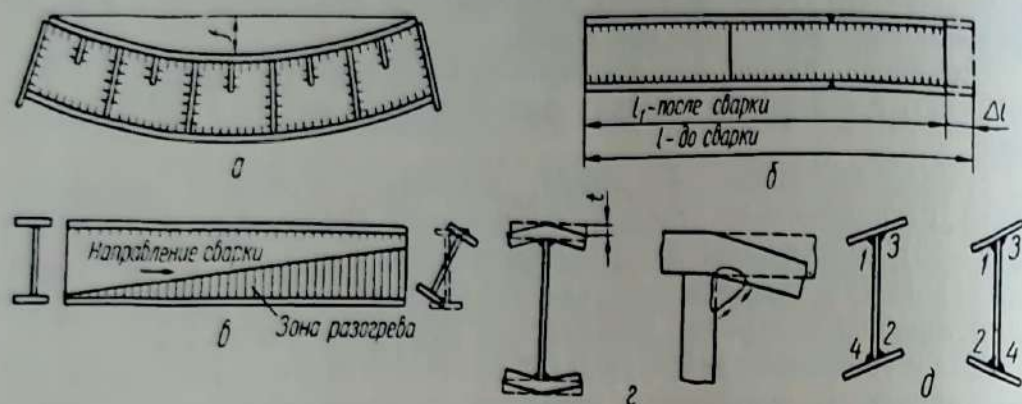


Рис. 56. Общие деформации элементов от сварки:

а — серповидность или саблевидность; б — укорочение элемента (от усадки швов); в — винтообразность; г — грибовидность; д — перекосы полок (цифрами обозначена последовательность сварки).

вых и заклепочных соединений и собственно болтов или заклепок (пластическое, хрупкое и хрупко-пластическое). Пластическое характеризуется наличием «шейки», матовым волокнистым изломом и некоторой длительностью процесса разрушения, необходимой для распространения пластической деформации по сечению элемента. Перед пластическим разрушением конструкция получает нарастающие деформации, как бы

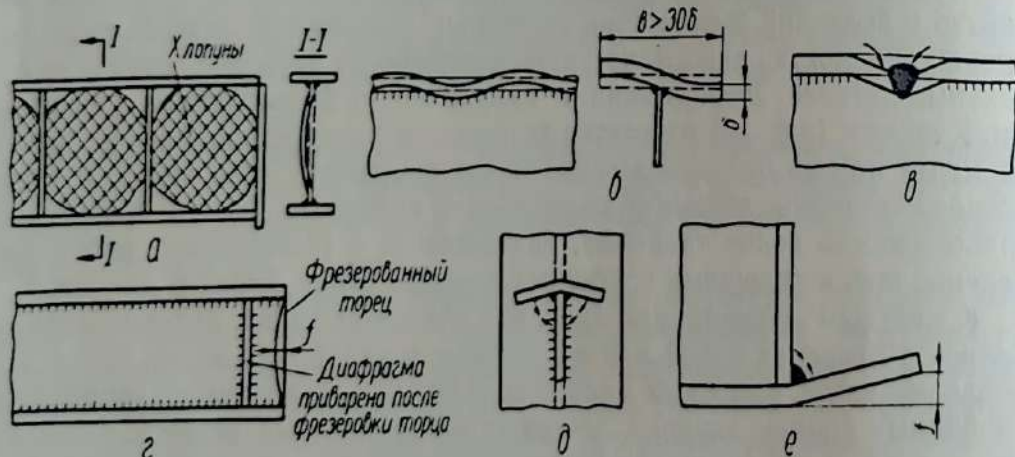


Рис. 57. Местные деформации от сварки:

а — хлопунцы; б — коробление свободных кромок; в — коробление в зоне стыковых швов; г — искажение фрезерованного торца; д — грибовидность мелких деталей; е — отклонение плоскости отдельных деталей от заданного угла примыкания.

предупреждающие об опасности разрушения. При хрупком разрушении шейка отсутствует, излом блестящий, кристаллический. Процесс разрушения происходит мгновенно без всяких предупреждающих признаков при напряжениях намного меньших, чем расчетное сопротивление и предел текучести.

Хрупко-пластическое разрушение является промежуточным видом разрушения, при котором образуется небольшая «шейка», в изломе наружная часть имеет матовый, волокнистый вид, а сердцевинная часть — блестящий кристаллический.

В клепаных конструкциях разрушения наблюдаются преимущественно пластические, в сварных — часто хрупкие и хрупко-пластические, происходящие мгновенно, без предупреждающих признаков, и приносящие значительный материальный ущерб, а иногда и человеческие жертвы.

Исследование явлений хрупкого разрушения стали и установление его причин еще не завершены и являются одной из серьезных современных проблем металловедения и металлофизики. При современном состоянии исследований хрупких разрушений можно отметить некоторые особенности и основные условия, способствующие переходу стали в хрупкое состояние. Хрупкое разрушение имеет 2 стадии: возникновение хрупкой трещины и распространение ее по всему сечению.

Возникновение хрупкой трещины происходит непосредственно в точках с резкой концентрацией напряжений, например, у надрезов, расположенных поперек растягивающих напряжений. Распространяется она по сечению только в том случае, если действующие напряжения превысят хрупкую прочность стали, которая является переменной величиной, зависящей от ряда условий.

Следует также отметить две характерные особенности хрупких разрушений: они происходят только в зоне растягивающих напряжений (в сжатых элементах хрупкие трещины почти не наблюдались), как правило, в стальных деталях толщиной более 6—7 мм.

Приведем основные факторы, способствующие хрупкому разрушению стальных конструкций.

Работа стали при отрицательных температурах является одним из главных условий перехода стали в хрупкое состояние.

Как показали многочисленные отечественные и зарубежные исследования, все конструкционные стали, находясь в условиях реальных конструкций с концентраторами местных напряжений и надрезами, обладают свойствами хладноломкости, т. е. снижением механической прочности и переходом в хрупкое состояние при различных отрицательных температурах. Особенно чувствительным к понижению температуры является показатель ударной вязкости (рис. 58).

Для характеристики хладостойкости стали в настоящее время принято понятие порога хладноломкости (или хладнохрупкости), под которым для конструкционных сталей понимают ту температуру (T_k), при которой ударная вязкость приобретает значение 3 кгм/см^2 и менее, хотя бы по одному из результатов испытания трех образцов.

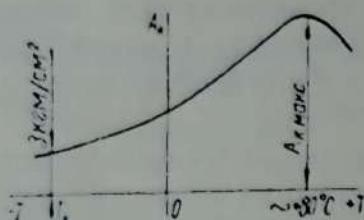


Рис. 58. Зависимость ударной вязкости от температуры (для малоуглеродистой стали).

Однако это понятие как нормативное еще не установлено.

Для конструкций, эксплуатируемых при отрицательных температурах, можно определить «температурный запас вязкости» как разность температур

$$\Delta T = T_9 - T_k, \quad (1)$$

где T_9 — наиболее низкая расчетная температура эксплуатации;

T_k — порог хладноломкости.

Например, при $T_k = -40^\circ\text{C}$ и $T_9 = -50^\circ\text{C}$ температурный запас вязкости $\Delta T = -40^\circ - (-50^\circ) = 10^\circ\text{C}$.

Величина порога хладноломкости зависит от ряда факторов, среди которых основными являются:

способ выплавки (более хладостойки мартеновские и конверторно-кислородные стали, менее хладостойки — бессемеровские);

степень раскисления (более низкий порог хладноломкости у спокойной стали, более высокий — у кипящей);

толщина металлопроката (чем толще прокат, тем выше его порог хладноломкости);

наличие термообработки (закаленные стали имеют более низкий порог хладноломкости).

Влияние различных факторов на температуру порога хладноломкости приводится в табл. 10, составленной по данным ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.

При расследовании аварий стальных конструкций, когда обрушение произошло при отрицательной температуре эксплуатации, очень важно определить порог хладноломкости металла, из которого была изготовлена разрушившаяся деталь, и подсчитать температурный запас вязкости для рассматриваемого случая.

Таблица 10

Сталь	Температура порога хладноломкости, град, при толщине, мм	
	10—20	30—40
Ст. 3:		
спокойная	—50	—20
полуспокойная	—40	—20
кипящая	—20	0—5
закаленная	—70	—70
Низколегированная	(—40) — (—60)	—

Концентрация местных напряжений у надрезов выявляется также значительным фактором, способствующим хрупкому разрушению стали.

Надрезом (рис. 59) или концентратором в конструкции называют всякое резкое изменение сечения элемента на пути силового потока. В таком месте одноосное напряженное состояние переходит в двухосное —

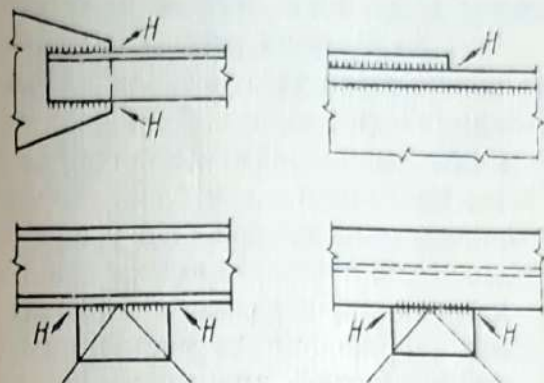


Рис. 59. Примеры надрезов в сварных конструкциях.

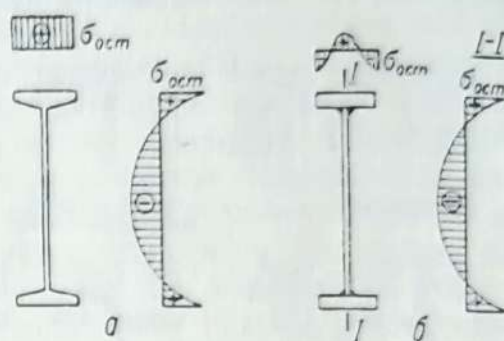


Рис. 60. Эпюры остаточных (начальных) напряжений:

a — от прокатки; *б* — от сварки поясных швов.

плоскостное или трехосное — пространственное напряженное состояние при одновременной концентрации местных напряжений на небольших участках, что и способствует образованию хрупких трещин.

Особенно опасны надрезы или концентраторы, расположенные перпендикулярно к направлению растягивающих напряжений.

Хрупкому разрушению в значительной степени способствуют высокие начальные (остаточные) растягивающие напряжения от прокатки, кислородной резки, сварки и других технологических операций, связанных с неравномерным нагревом или неравномерным остыванием.

Примеры эпюр остаточных напряжений от прокатки и от сварки показаны на рис. 60, а узлы с большой концентрацией напряжений от сварки — на рис. 61.

Большое влияние на склонность к хрупкому разрушению оказывает масштабный фактор, при этом с увеличением толщины металлопроката опасность хрупкого разрушения увеличивается, так как возрастает влияние трехосного напряженного состояния и ухудшается качество металлопроката.

Основная часть хрупких разрушений относится к стальным деталям толщиной 14—16 мм и более, а в деталях толщиной 6 мм и менее хрупких разрушений не наблюдалось.

Вероятность хрупких разрушений возрастает также с увеличением геометрических размеров конструкций, элементов, узлов деталей, так как, во-первых, возрастает вероятность образования более существенных

дефектов прокатки, изготовления и монтажа и, во-вторых, увеличивается запас упругой энергии, накапливаемой в результате упругих деформаций. Оба эти фактора снижают стойкость против хрупких разрушений.

Существенную роль в возникновении хрупких трещин имеет характер нагрузок, при этом опасными являются ударные и циклические нагрузки.

При ударных нагрузках напряжения возрастают от нуля до максимума мгновенно, весьма короткими импульсами, недостаточными по времени для пластической релаксации напряжений у надрезов. Циклические или переменные нагрузки, кроме создания импульсов напряжений, возрастающих в очень короткое время от нуля до максимума, создают условия постепенного и скрытого накопления повреждений, в том числе — макро- и микротрещин — зародышей хрупких разрушений.

Хрупкое состояние стали возникает в зонах старения стали, где происходит потеря пластических свойств металла вследствие распада твердого насыщенного раствора феррита и выпадения из него мельчайших частиц — оксидов, попадающих в межкуристаллическую решетку.

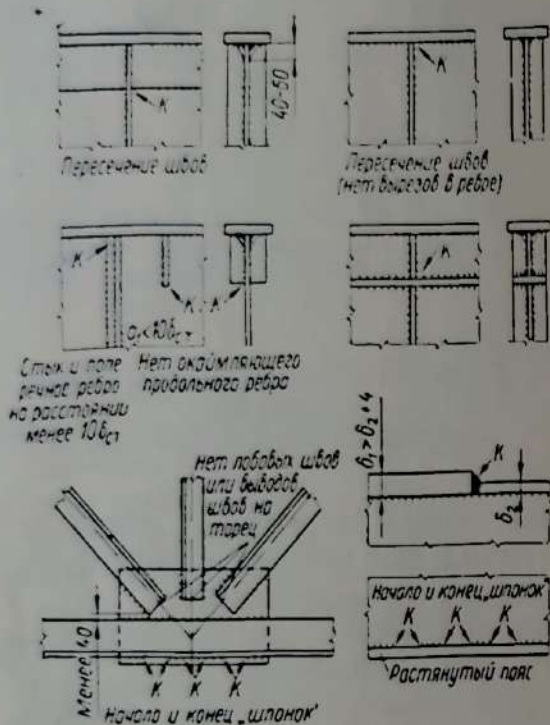


Рис. 61. Примеры узлов с резкой концентрацией местных напряжений.

Существует несколько видов старения стали. Обычное механическое старение стали в конструкциях происходит в результате их длительной эксплуатации (50—75 лет) под действием динамических и статических нагрузок;

деформационное — возникает в местах, где произошли пластические деформации стали; естественное — как следствие значительных пластических деформаций при нормальной температуре ($+20^{\circ}\text{C}$), динамическое — при переменном деформировании стали в интервале температур $200\text{—}500^{\circ}\text{C}$ (т. е. ниже температуры кристаллизации), что может иметь место в околошовной зоне сварных швов.

Искусственное старение воспроизводят на специальных образцах путем вытяжки их на 10% относительного удлинения и последующего отпуска при 250°C в течение 1 часа.

Возникновению хрупких трещин способствует также наклеп, т. е. структурные изменения стали, происходящие под действием напряжений, равных или превышающих предел текучести, в результате чего значительно повышаются прочность и твердость стали, но резко снижается ее пластичность и ударная вязкость.

Наклеп обнаруживается при повторных загрузках элемента, если при предыдущих загрузках напряжения в стали достигали или превышали предел текучести. Так, например, значительный наклеп получает сталь по кромкам деталей, резаных на гильотинных или иных пресс-ножницах, наклепана поверхность отверстий, продавленных на дыропробивных прессах. Наклеп образуется также в местах перегибов деталей, осуществленных в холодном состоянии на кромко-гибочных прессах или вальцах. В монтажных условиях наклеп образуется при правке элементов и деталей в холодном состоянии, под ударами кувалды и т. п.

Наклеп способствует хрупкому разрушению стали в конструкциях, подверженных динамическим и вибрационным нагрузкам, например, в металлических пролетных строениях мостов, однако он увеличивает предел прочности и предел текучести стали, что дает возможность, увеличивая расчетное сопротивление, уменьшать расчетные сечения, т. е. экономить сталь в конструкциях, подверженных статическим нагрузкам.

Наклеп широко используется для упрочнения арматуры в железобетонных конструкциях (холоднотянутая, холодносплюснутая и другая арматурная сталь).

Как показывает опыт, хрупкое разрушение стали происходит чаще всего при одновременном сочетании следующих факторов:

- наличия резких надрезов (концентраторов), расположенных перпендикулярно к направлению растягивающих напряжений;

- наличия высоких местных напряжений, остаточных или от действующих нагрузок;

- наличия отрицательной температуры, при которой данная сталь перешла в хрупкое состояние.

Такое неблагоприятное сочетание может приводить к хрупкому разрушению конструкций при рабочих напряжениях в пределах 600—1200 кг/см².

При наличии следов хрупкого разрушения в поврежденных элементах необходимо установить, какие факторы явились причиной расследуемой аварии.

7. ПОВЕРОЧНЫЕ РАСЧЕТЫ КОНСТРУКЦИЙ, ПОДВЕРГШИХСЯ АВАРИИ

Очень важным разделом материалов по расследованию аварии или аварийного состояния являются проверочные расчеты, главная цель которых — установление расчетного напряженного состояния конструкций в момент, предшествующий аварии.

Поверочный расчет должен быть осуществлен с максимально возможным приближением расчетной схемы и нагрузок к действительной конструктивной схеме исследуемых конструкций.

В поверочных расчетах принимаются фактические нагрузки, установленные при обследовании, без всяких дополнительных коэффициентов (перегрузки, динамичности и т. п.). Расчетные схемы конструктивных элементов должны наиболее полно учитывать все особенности фактической работы:

- полное или частичное защемление стальных ферм в местах сопряжений со стальными колоннами;

- полную или частичную неразрезность балок;

- фактическое отсутствие катковых опор в балках и фермах;

- упруго оседающие опоры вместо неподвижных или неравномерную осадку опор при просадочных грунтах;

- напряжения и деформации от изменения температуры при эксплуатации конструкций;

- фактическую пространственную работу конструкции;

- податливость заклепочных и болтовых соединений;

- в тяжелых фермах — жесткость узлов и напряжения в элементах фермы от изгиба под действием собственного веса рассчитываемого элемента;

- дополнительное напряжение, возникающее от эксцентриситетов в прикреплении, а также от деформаций общих (саблевидность) и местных («хлопуны», волнистость и др.);

- «краевой эффект» в местах резких изменений формы оболочек (например, в сопряжениях корпуса резервуара с днищем и т. п.).

При поверочных расчетах поперечных рам каркасов промзданий не следует упрощать расчеты принятием в расчетных схемах бесконечно жестких ригелей и других упрощений.

Часто поверочный расчет приходится проводить на несколько расчетных состояний, возможных при эксплуатации или по ходу аварии, т. е. одна схема до аварии, вторая — в первый момент аварии, когда вышел из строя один из элементов или одна из деталей и т. д.

Для производства поверочных расчетов должны быть привлечены высококвалифицированные специалисты по проектированию стальных конструкций.

8. СОСТАВЛЕНИЕ ЗАКЛЮЧЕНИЯ ОБ АВАРИИ

На основании всех материалов, полученных при расследовании аварии, составляют заключение технической экспертизы, являющееся основой общего заключения комиссии.

Если техническая экспертиза не пришла к единодушному мнению о причинах аварии, то в заключении помещают версию большинства

членов экспертной комиссии и в приложении дают особые мнения отдельных экспертов.

Заключение экспертной комиссии должно четко и кратко освещать все основные данные об аварии:

обстоятельства;

результаты обследования конструкций после аварии;

предполагаемые причины аварии;

предложения по устранению последствий аварии и рекомендации по дальнейшей эксплуатации аналогичных конструкций.

К заключению прикладывают: ведомости обследования, эскизы и фотографии характерных узлов и элементов; поверочные расчеты; протоколы контрольных испытаний, взвешиваний и т. п., схемы геодезических съемок, протоколы опросов очевидцев и другие материалы расследования.

В большинстве случаев при рассмотрении всех материалов расследования аварии выдвигаются на обсуждение экспертной комиссии несколько версий о причинах аварии, из которых выбирают для окончательного заключения ту, которая наибольшим образом согласуется с данными обследования, показаниями очевидцев, результатами поверочных расчетов и т. п.

Для стальных конструкций характерны следующие виды разрушений.

Потеря общей устойчивости центрально и внецентренно сжатых элементов является наиболее распространенным видом разрушения в стальных конструкциях, при этом разрывов металла обычно нет, но происходят значительные пластические деформации стали.

Потеря местной устойчивости со значительными местными пластическими деформациями «хлопунами» происходит со стенками сварных балок при большой их гибкости, редкой расстановке ребер жесткости и значительных сосредоточенных силах по верхнему поясу.

Пластический разрыв основного металла встречается в растянутых элементах или деталях конструкций. Такие разрывы сравнительно редко бывают в начале аварий, но многочисленны как следствие обрушения конструкций.

Хрупкий разрыв основного металла встречается в зоне растягивающих напряжений, особенно при эксплуатации конструкций в условиях отрицательных температур элементов из кипящей стали.

Усталостные разрушения могут быть только как первоначальные в элементах, непосредственно воспринимающих тяжелые динамические и вибрационные воздействия.

Разрушения сварных швов, заклепочных и болтовых соединений часто бывают первоначальными разрушениями в стальных конструкциях, возникшими вследствие недостаточного количества или некачественного исполнения этих видов креплений.

Между установленными в заключении причинами аварии или аварийного состояния и видом первоначального разрушения должна быть логическая связь, при этом из многочисленных разрушений и деформаций, образовавшихся в результате аварии, должны быть определены первоначальные разрушения как наиболее вероятные, согласовывающиеся с показаниями очевидцев и данными обследования и поверочных расчетов.

В общем заключении комиссии по расследованию аварии, кроме технических причин аварии или аварийного состояния, указывают непосредственных виновников аварии (организации и лица), а также разрабатывается план мероприятий по ликвидации аварии и предупреждению ее повторения в будущем как на участках, где произошла авария, так и в аналогичных конструкциях на соседних участках.

Кроме того, определяются сумма убытков, необходимые средства для восстановления конструкций и возможные источники их покрытия; иногда даются предложения по организационным выводам для вышестоящих организаций, которым подведомственны лица, виновные в аварии.

Обобщение материалов аварий, приведенных в настоящей работе и других источниках, дает возможность определить следующие, наиболее часто встречающиеся причины аварий стальных конструкций.

1. Низкое качество стали

Наиболее распространенными дефектами стали, которые приводят к аварии, являются следующие:

наличие кипящей стали в элементах, где по условиям эксплуатации необходима спокойная или полуспокойная сталь;

дефекты металлопроката: расслой, участки с усадочной рыхлостью, раковины, засоры, плены, неметаллические включения и другие обычно скрытые дефекты, обнаруживаемые только в местах разрывов элементов и деталей при аварии;

структурные дефекты стали: крупные зерна, неравномерное распределение карбидов, ликвация серы и т. п.;

превышение норм (по госту) содержания углерода, кремния, серы и фосфора в малоуглеродистой стали обыкновенного качества.

II. Ошибки проекта стадии КМ, КМД и ППР

Основные из них:

конструктивная схема не соответствует расчетной;

отступления в КМД от КМ, снижающие несущую способность элементов, узлов;

неполный учет эксплуатационных нагрузок, их изменчивости и характера воздействий;

применение недостаточно устойчивых систем, превращающихся в изменяемые системы даже при небольших нарушениях нормальной эксплуатации;

арифметические ошибки в расчетах (особенно, когда расчет не подвергается проверке перед конструированием);

отсутствие указаний в проекте на последовательность и особенности монтажа, если от них зависит соответствие выполненных конструкций проектной расчетной схеме;

неправильный выбор марки стали и дополнительных требований к ней, учитывающих особенности эксплуатации;

отсутствие инструктивных указаний по особенностям и ограничениям эксплуатации стальных конструкций в данном сооружении;

недостаточный учет в ППР требований обеспечения прочности и устойчивости на отдельных этапах монтажа;

неправильная техника монтажной сборки и сварки конструкции, принятая в ППР.

III. Дефекты изготовления стальных конструкций

Такие дефекты обычно являются следствием нарушений проекта, СНиПа и технических условий на изготовление стальных конструкций:

отступление от требуемой точности в размерах отдельных элементов и узлов, в расположении монтажных отверстий, фрезерованных торцов и т. п., что вызывает большие подгоночные работы при монтаже, как правило, снижающие несущую способность элементов;

значительные деформации от сварки типа «хлопунов», волнистости кромок и другие дефекты, способствующие потере устойчивости;

замена стали на более низкие марки и сорта, чем предусмотрено в проектах;

низкое качество заводских сварных или заклепочных соединений, имеющих дефекты, снижающие их несущую способность.

IV. Дефекты монтажа

Наиболее характерными дефектами монтажа являются:

неправильное складирование элементов стальных конструкций в плохо оборудованных складах, где возникают погнутости, разрушения заводских сварных швов, а иногда и разрывы основного металла;

неправильная строповка при подъемно-транспортных операциях, создающая местные вмятины и рваные повреждения по кромкам, а иногда и общие пластические деформации элементов;

недостаточное и несовершенное закрепление элементов по ходу монтажа временными креплениями и связями;

некачественная сварка монтажных стыков или постановка неполного количества монтажных болтов, недостаточное их натяжение, прожог кислородным резаком отверстий для болтов в местах их несовпадения;

некачественное производство подгоночных работ, в процессе которых не обеспечивается плотное прилегание опорных фланцев, замена болтов сварными швами и наоборот, перекосы в сопряжениях фрезерованных торцов и другие грубые отступления от проекта, технических условий и требований СНиПа;

некачественный монтаж катковых опор (например, в транспортерных галереях): неправильное положение катков при монтаже, заклинивание катков и другие дефекты, исключающие требуемую подвижность опор;

недостаточное закрепление анкерных болтов, в результате которого база колонны или стойки недостаточно закреплена в фундаменте;

изменение расчетной схемы ферм вследствие неправильного изготовления опорных узлов: образование шарниров при проектном жестком прикреплении и наоборот;

недостаточная и неправильная выверка конструкций перед закреплением их в проектном положении, в результате чего происходят значительные отклонения стоек и колонн от вертикали, сбивка подкрановых рельсов с оси вертикального листа, несовпадение монтажных отверстий в связях и узлах сопряжения основных элементов и др.;

создание зон наклепа при правке ударами кувалды, зон пережога и подобных дефектов при местных подогревах кислородным резаком и другие нарушения структуры металла;

утяжеление ограждающих конструкций: сборных железобетонных плит стен и кровли, утеплителей, асфальтовых и цементных стяжек и т. п.;

несоблюдение последовательности укладки кровельных крупнопанельных плит, являющихся распорками для сжатых верхних поясов стропильных ферм, опирание плит на края поясных уголков.

V. Нарушения со стороны эксплуатации

Вызываются они главным образом отсутствием квалифицированного технического надзора за эксплуатацией зданий и сооружений, отсутствием инструкций по эксплуатации стальных конструкций вообще и в данном сооружении.

Основными нарушениями со стороны эксплуатации, встречающимися при расследовании аварий, являются:

несвоевременная уборка снега с кровли при обильных снегопадах, особенно при образовании значительных перегрузов стропильных ферм от снеговых мешков;

несвоевременная уборка с кровли технологической пыли, выделяющейся в большом количестве на предприятиях черной и цветной металлургии, цементной промышленности и др.;

подвеска грузов к фермам в непредусмотренных проектом местах, особенно опасно создание местного изгиба элементов между узлами;

недостаточный надзор и несвоевременный ремонт подкрановых путей и тормозных конструкций подкрановых балок, что может создавать дополнительные динамические и ударные воздействия на несущие конструкции;

несоблюдение сроков очистки и повторной окраски конструкций, что вызывает коррозию стальных элементов;

несвоевременный ремонт поврежденных при эксплуатации отдельных элементов, деталей и креплений;

отсутствие систематических наблюдений за осадками опор, состоянием основных узлов сопряжений, опор балок, ферм и других мест, определяющих несущую способность каркаса и безопасную его эксплуатацию;

недопустимая перегрузка несущих конструкций временными нагрузками, особенно при производстве ремонтных работ.

При расследовании аварии устанавливают также вид первоначального разрушения или деформации конструкции, происшедшей в результате действия перечисленных выше причин.

ГЛАВА V

УСИЛЕНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Для обеспечения безопасной последующей эксплуатации различных сооружений во многих случаях необходимо усиление стальных конструкций, подвергшихся аварии или пришедших в аварийное состояние, а также аналогичных соседних конструкций, для которых вероятен переход в аварийное состояние при дальнейшей эксплуатации.

Усиление стальных конструкций, производимое при восстановлении разрушенных в процессе аварии конструкций, осуществляют путем изготовления и монтажа новых элементов, что не вызывает технических затруднений, так как изготовление новых конструкций может быть выполнено в любом виде, заданном проектом восстановления.

Усиление стальных конструкций, находящихся в аварийном состоянии или соседних с ними, может производиться одним из следующих способов:

при демонтаже элементов и усилении их на специальных стендах, в мастерских или на заводах с последующей их установкой в проектное положение;

без демонтажа, но после разгрузки от всех временных нагрузок, превышающих по величине постоянные нагрузки;

без демонтажа и без значительной разгрузки, например при снятии только временных нагрузок, которые по величине меньше постоянных.

Наиболее сложным является усиление стальных конструкций без демонтажа, в проектное положение, что связано зачастую с большим объемом работ наверху, иногда в труднодоступных местах.

Работы по усилению стальных конструкций сопряжены обычно с большими затратами труда и материальных средств. Они вынуждают делать полные или частичные перерывы в работе цехов или иных подразделений эксплуатации предприятия, расположенных в данном здании. Эти перерывы должны быть сведены к минимуму, так как они нарушают плановые взаимосвязи со смежными производствами, срывают выполнение народнохозяйственных заданий.

Поэтому проект усиления стальных конструкций должен быть разработан особо тщательно и наиболее полно удовлетворять следующим основным требованиям:

обеспечивать достаточную надежность сооружения в процессе его дальнейшей эксплуатации, т. е. гарантировать восприятие внешних воздействий, возникающих в процессе эксплуатации, без перехода отдельных элементов или сооружения в целом в предельное состояние, нарушающее или прекращающее эксплуатацию;

предусматривать наиболее сжатые сроки производства работ и минимальную их стоимость;

содержать технологичные решения усиления конструкций, т. е. обеспечивать простое, быстрое и экономное изготовление и монтаж усиливаемых элементов с минимальными затратами труда, наиболее полным использованием современных технических средств по изготовлению и монтажу стальных конструкций.

Для выбора окончательного проектного решения усиления конструкций рекомендуется разрабатывать несколько вариантов усиления и сравнивать их технико-экономическую эффективность.

На основании имеющегося опыта можно рекомендовать три основных вида усиления стальных конструкций:

снижение величины нагрузок при последующей эксплуатации сооружения;

изменение конструктивной схемы всего сооружения в целом или отдельных его элементов, узлов;

увеличение расчетных сечений элементов, усиление узлов и их взаимных сопряжений.

Каждый из этих способов имеет свои преимущества и недостатки, изменяющиеся для различных типов зданий и сооружений и условий эксплуатации, поэтому составление общих рекомендаций не имеет практического смысла. Необходимо производить сравнение различных способов в конкретных условиях данного сооружения.

Снижение величины нагрузок при последующей после аварии эксплуатации является весьма эффективным способом косвенного усиления стальных конструкций.

При проектировании усиления стальных конструкций этот способ в большинстве случаев, где это практически возможно, должен быть рассмотрен в первую очередь, так как он позволяет, не производя усиления собственно конструкции, обеспечить дальнейшую надежную эксплуатацию сооружения.

Ниже приведены примеры применяемых практически частных технических решений по снижению величин нагрузок.

Снижение нагрузок на стропильные и подстропильные фермы может быть достигнуто:

заменой тяжелой кровли более легкой, например крупнопанельных железобетонных плит трехслойными из алюминиевых сплавов или пластмасс и т. п.;

заменой тяжелого утеплителя (например шлака) более легким, тепловой кровли — полутеплой или холодной за счет удаления утеплителя, если это допустимо по условиям эксплуатации;

снятием световых фонарей с тяжелыми бортовыми элементами и заменой их зенитными фонарями, освещением лампами дневного света и т. п.

Снижение нагрузок на подкрановые балки осуществляется:

ограничением грузоподъемности кранов до величины, меньшей чем их номинал, если это возможно по условиям эксплуатации;

ограничением приближения груза к подкрановой балке на минимально допустимое технологами расстояние при помощи установленных упоров на рельсах, по которым движется тележка крана;

увеличением габаритов сближения кранов, обеспечиваемым постановкой на кра-

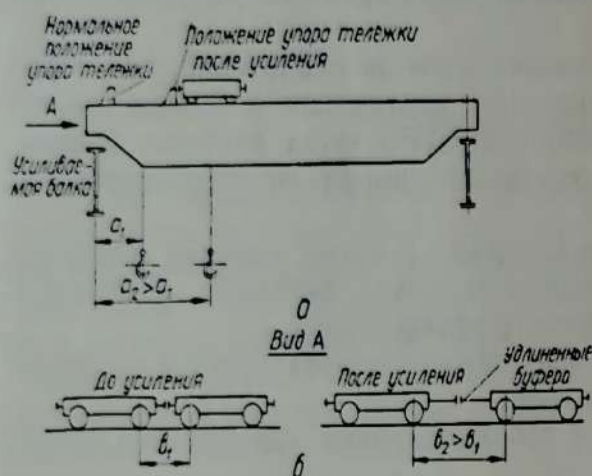


Рис. 62. Уменьшение крановых нагрузок на подкрановую балку и колонну:

a — за счет увеличения габарита приближения груза к колонне; *b* — за счет увеличения габарита сближения кранов.

нах удлиненных буферных устройств (рис. 62);

заменой стального моста крана на мост из легких алюминиевых сплавов (который в 2,5—2,8 раза легче, чем стальной мост).

Снижение нагрузок на колонны и фундамент достигается одновременно со снижением нагрузок на стропильные фермы и подкрановые балки. Для крайних колонн возможна также замена тяжелых фахверковых стен более легкими.

Снижение нагрузок в транспортных галереях наиболее реально за счет замены тяжелых железобетонных плит покрытия под транспортерами, кровли и стен более легкими ограждениями. Снижение веса транспортера и груза на нем, как правило, невозможно по условиям эксплуатации галерей, обеспечивающей передвижение заданного количества сыпучих материалов.

Снижение нагрузок в резервуарах и трубах достигается снижением рабочего или избыточного давления, уменьшением гидростатического давления при снижении верхнего предела уровня жидкости в резервуаре и т. п.

Изменение конструктивной схемы всего сооружения или отдельных элементов является эффективным способом усиления стальных конструк-

ций, позволяющим обеспечить надежную эксплуатацию сооружения без изменения величины нагрузок.

В качестве примеров можно привести получившие распространение изменения конструктивных схем при проектировании усилений стальных конструкций.

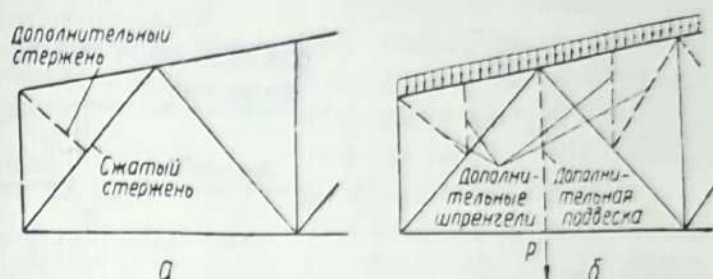


Рис. 63. Усиление фермы:

a — за счет уменьшения расчетной длины сжатого раскоса в плоскости фермы; *б* — за счет установки дополнительных шпренгелей и подвески при местном изгибе поясов.

Для усиления сжатых элементов за счет уменьшения их расчетных длин в плоскости фермы предусматривают дополнительные подкосы от ближайшего узла (рис. 63, *a*), а для усиления пояса фермы, подвергающегося действию местного изгиба от внеузлового приложения нагрузки, устанавливают дополнительные шпренгели к верхнему поясу или подвески к нижнему поясу фермы (рис. 63, *б*).

Весьма эффективно усиление ферм посредством надстройки над ними тросовой вантовой (рис. 64, *a*) или висячей системы (рис. 64, *б*).

При проектировании усиливающих тросовых систем следует учитывать возможность использования стальных канатов горнорудных и других предприятий тяжелой промышленности, которые сняты с эксплуатации в механизмах из-за предельного износа, допускаемого для динамических нагрузок подъемных машин, но вполне пригодных для применения в строительных конструкциях под статическую нагрузку.

Оригинальным способом усиления стропильных ферм промышленных зданий, имеющих свето-аэрационные фонари, является включение фонаря в совместную работу со стропильной фермой (рис. 64, *в*). В этом случае расчетными усилиями в поясах ферм будут усилия в панелях, примыкающих к фонарю со стороны опор, а не посередине пролета, как это имеет место при обычных фонарях.

Однако следует иметь в виду, что включение фонаря в совместную работу со стропильной фермой может вызвать не только усиление узлов, но и усиление наклонных ног и верхнего пояса фонаря.

Изменение конструктивных схем стальных балок, с целью повышения их грузоподъемности, возможно, например, следующими способами:

превращением однопролетных разрезных балок в многопролетные не-

разрезные системы (рис. 65, а) путем соединения смежных балок на опорах элементами, способными воспринимать опорные моменты, соответствующие конструктивному оформлению опорных частей балок;

установкой дополнительных опорных стоек для изменения пролета балки (рис. 65, б);

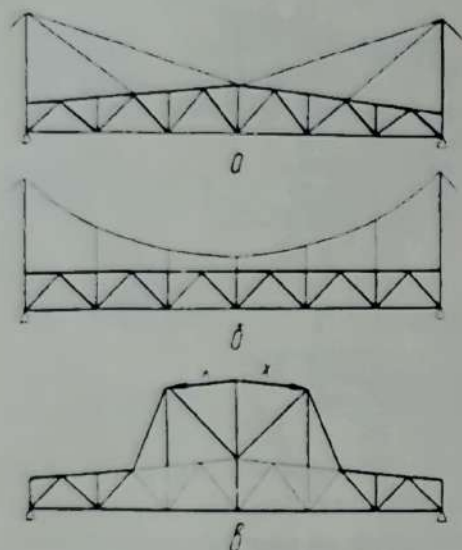


Рис. 64. Схемы усиления ферм:

а — дополнительная вантовая система;
б — дополнительная висячая система;
в — введение фонаря в общую работу фермы.

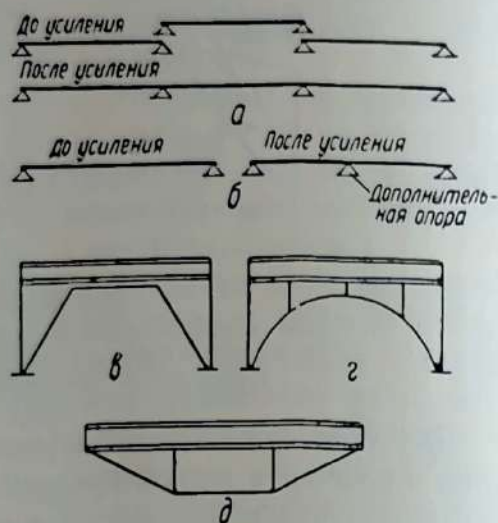


Рис. 65. Усиление балок:

а — замена однопролетных разрезных балок многопролетными неразрезными системами; б — установка дополнительной опоры; в — дополнительная ригельно-подкосная система; г — дополнительный шпренгель; д — дополнительная подпружная арка.

установкой дополнительных подкосов для образования ригельно-подкосной системы (рис. 65, в);

подвеской затяжек со стойками, превращающих обычную балку в шпренгельную (рис. 65, д);

устройством подпружных арок к разрезным и неразрезным балкам (рис. 65, г).

Эффективным способом усиления изгибаемых балок и ферм является введение предварительно напряженных затяжек (рис. 66), а способом повышения устойчивости высоких сжатых стоек — применение предварительно напряженных шпренгелей с трех или четырех сторон стойки (рис. 67). Однако широкому распространению предварительно напряженных систем при усилении стальных конструкций пока препятствуют несовершенство анкерных устройств, сложность организации и выполнения работ по натяжению затяжек и контролю за ними в условиях здания или сооружения, находящегося в эксплуатации. Необходима серьезная работа по усовершенствованию конструкций анкерных устройств.

Увеличение расчетных сечений элементов и усиление узлов их сопряжений является самым распространенным способом усиления стальных конструкций, неизбежным при невозможности уменьшить эксплуатационные нагрузки и при технико-экономической нецелесообразности изменения конструктивной схемы сооружения.



Рис. 66. Усиление балок и ферм дополнительными затяжками.

Расчетные сечения элементов стальных конструкций увеличивают за счет установки дополнительных деталей и включения их в общую работу по восприятию усилий, возникающих в элементах от внешних воздействий.

Совместная работа основного сечения (до усиления) и дополнительных усиливающих деталей обеспечивается соответствующими связями между ними в виде сварных швов, обычных или высокопрочных (преднапряженных) болтов, заклепок.

Наибольшее распространение получило прикрепление усиливающих деталей сварными швами как наиболее легко осуществимыми.

В необходимых случаях производят также усиления узлов сопряжений отдельных элементов путем увеличения в прикреплениях элементов к узлам количества болтов или заклепок и усиления существующих рабочих сварных швов.

Для достижения оптимальных конструктивных форм усиления элементов и узлов проектирование усиления следует вести в тесной увязке с проектированием технологии и организации производства этих работ в конкретных условиях данного сооружения.

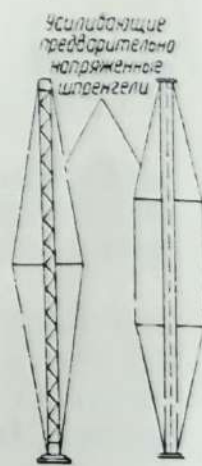
Методы расчета усиления стальных конструкций пока еще не вошли в «Нормы и правила», отсутствуют и официальные инструктивные указания, поэтому ряд положений, принимаемых в практике различных проектных организаций, имеет разные решения и трактовку работы усиленного элемента.

Ниже помещены приемы расчета усилений различных видов элементов, применяемые в ЦНИИ «Проектстальконструкция» [15] и других проектных организациях.

Расчет усилений элементов стальных конструкций может производиться исходя из двух вариантов рабочих гипотез:

1) дополнительное сечение воспринимает только усилие от нагрузок, возникающих после усиления, т. е. расчет ведут по упругой стадии;

Рис. 67. Усиление высоких стоек предварительно напряженными шпренгелями.



2) при достижении напряжениями в основном сечении элемента предела текучести происходит перераспределение и выравнивание напряжений, т. е. расчет ведут с учетом пластической стадии.

Расчет усиленных стальных конструкций с учетом пластической стадии приводит к более экономичным решениям, чем при расчете по упругой стадии, но при современном уровне исследований данный метод может быть рекомендован к применению только в случаях, где проведены достаточные экспериментальные работы и где это допустимо по СНиП II-V. 3—62, т. е. только при статических нагрузках на усиливаемые элементы и при достаточном их закреплении от потери устойчивости.

Во всех остальных случаях расчет усилений следует производить по упругой стадии работы стали.

При расчете и конструировании усилений стальных конструкций нужно также иметь в виду, что зачастую усилению подлежат строительные конструкции, возведенные до 1955 г., т. е. рассчитанные по методике допускаемых напряжений.

В ряде случаев расчет усилений приходится производить также по допускаемым напряжениям, например, при отсутствии данных о коэффициентах перегрузки для отдельных нагрузок, для металлоконструкций машиностроения и т. п.; поэтому ниже приводятся обе методики расчета.

Во всех формулах для расчета усилений элементов стальных конструкций приняты следующие обозначения:

N_c^H, M_c^H — нормативное осевое усилие и изгибающий момент от нагрузок, действующих в момент усиления, с учетом разгрузки;

N_c, M_c — расчетное осевое усилие и изгибающий момент от нагрузок, действующих в момент усиления, с учетом коэффициента перегрузки;

$\Delta N_d^H, \Delta M_d^H$ — приращение нормативного осевого усилия и изгибающего момента от нагрузок, возникших после усиления;

$\Delta N_d, \Delta M_d$ — приращения расчетного осевого усилия и изгибающего момента от нагрузок, возникших после усиления;

F_c, W_c, I_c, r_c — площадь, момент сопротивления, момент инерции, радиус инерции элемента до усиления;

ΔF_d — добавляемая при усилении площадь сечения дополнительных деталей;

F_d, W_d, I_d, r_d — площадь, момент сопротивления, момент инерции и радиус инерции элемента после усиления;

σ — номинальные расчетные напряжения;

$[\sigma], [\tau]$ — допускаемые напряжения;

R — расчетные сопротивления.

При конструировании усиления элементов стальных конструкций следует соблюдать основные общие правила:

центрировку элементов в узлах ферм следует сохранять неизменной, для чего необходимо располагать дополнительные детали так, чтобы центр тяжести нового (усиленного) сечения совпадал с центром тяжести сечения элемента до усиления;

при вынужденном несовпадении центров тяжести нового усиленного и старого сечений следует производить проверку элементов на действие возникающих после усиления в узлах моментов от эксцентриситетов;

должно быть обеспечено надежное включение деталей усиления в работу всего элемента, узла после усиления;

сварные швы, прикрепляющие детали усиления к элементу и узлу, должны быть расположены в местах, удобных для выполнения и контроля сварочных работ. Желательно применение полуавтоматической сварки;

новые болты и анкерные устройства, устанавливаемые при усилении, должны быть расположены так, чтобы было удобно затягивать гайки, производить работы на натяжном устройстве и т. п.;

в проектах усиления ферм следует особо оговаривать, что во избежание дополнительных и остаточных прогибов ферм от сварочных деформаций в первую очередь производится усиление элементов и узлов нижнего пояса, а в последнюю очередь — верхнего;

для безопасности производства работ по усилению элементов и узлов конструкций необходимо возможно больше разгрузить конструкции, чтобы максимальные напряжения в неусиленных еще элементах от нагрузок, действующих во время усиления, не превышали величины $0,8R$ или $0,7 \sigma_T$ (σ_T — нормативный предел текучести).

2. УСИЛЕНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При проектировании усиления центрально растянутых элементов стальных конструкций, кроме общих положений, указанных ранее, следует учитывать ряд особенностей.

Дополнительные детали, усиливающие центрально растянутый элемент, должны быть обязательно заведены в узлы, чтобы обеспечить их включение в общую работу элемента непосредственно у границ узловой фасонки.

Для центрально растянутых элементов ферм особое значение приобретает требование, чтобы центр тяжести элемента после усиления совпадал с центром тяжести основного сечения элемента или был возможно ближе к нему. Некоторые из многих возможных вариантов усилений центрально растянутых элементов показаны на рис. 68.

Для стержней, имеющих сечение из двух спаренных уголков, хорошим решением является схема по типу рис. 68, I а, однако приварке усиливающих полос к полкам и перу уголков в сварных элементах мешают выступы

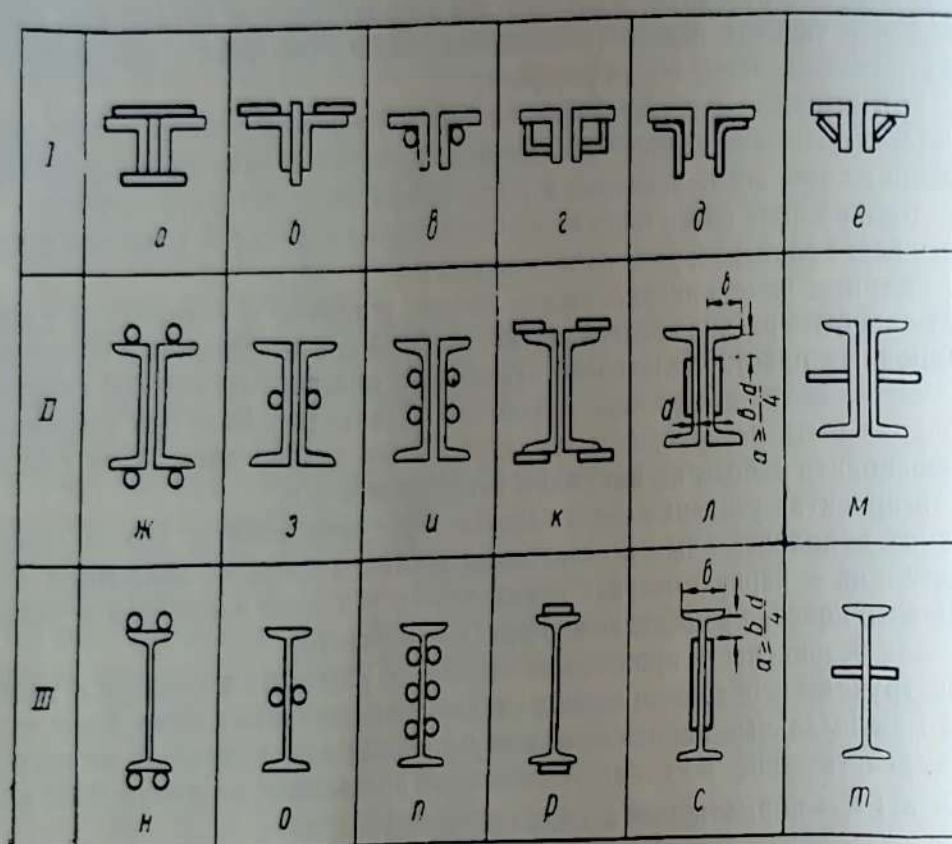


Рис. 68. Усиление сечений центрально сжатых и центрально растянутых элементов.

пающие концы соединительных планок, срезка которых является трудоемкой и неудобной операцией. Усиления отдельными полосами на полках уголков на рис. 68, I б нерациональны, так как создают значительный эксцентриситет между центрами тяжести нового и старого сечений. Кроме того, такое усиление приводит к значительным общим искривлениям элемента от сварки. Следует также отметить, что усиливающие детали, расположенные по схемам рис. 68, I а, I б, сложно прикреплять к узловым фасонкам.

Более удачными решениями будут сечения с расположением деталей усиления внутри уголков по схемам рис. 68, I в, I г, I д, I е, из которых наиболее технологичным является усиление круглыми стержнями.

В этих вариантах все дополнительные детали заводят в узлы на расстоянии, необходимое для расположения прикрепляющих швов, доста-

точных для полного включения этих деталей в общую работу элемента на границе узловой фасонки. Усиление сечений из спаренных швеллеров (рис. 68, II) и прокатных или сварных двутавров (рис. 68, III) может осуществляться аналогичными способами. При этом, если нет затруднений в прикреплении деталей усиления к узловым фасонкам, то эти детали располагают по наружным полкам, а если это встречает затруднение, то их прикрепляют к стенкам сечений (рис. 68, II з, II и, II л, II м, III о, III п, III с, III т.).

При конструировании полос усиления по стенкам швеллеров или двутавров (рис. 68, II л, II м) необходимо соблюдать минимальные габариты для осуществления качественной сварки швов, прикрепляющих полосы.

Расчет усиления центрально растянутых элементов стальных конструкций по упругой стадии производится в предположении, что дополнительные (усиливающие) детали воспринимают только приращение усилия в элементе, возникающее от нагрузок, действующих после усиления элемента.

Рабочие расчетные формулы по методике допускаемых напряжений будут иметь вид:

$$\frac{N_c^H}{F_{\text{снт}}} + \frac{\Delta N_d^H}{F_{\text{снт}} + \Delta F_{\text{днт}}} \leq [\sigma], \quad (2)$$

откуда требуемая площадь сечения усиливающих деталей

$$\Delta F_{\text{днт}} \geq \frac{N_c^H + \Delta N_d^H - F_{\text{снт}} [\sigma]}{[\sigma] - \frac{N_c^H}{F_{\text{снт}}}}. \quad (3)$$

Задаваясь площадью сечения усиливающих деталей, можно определить допускаемое приращение усилия после усиления элемента

$$\Delta N^H = \frac{(F_{\text{снт}} + \Delta F_{\text{днт}}) (F_{\text{снт}} [\sigma] - N_c^H)}{F_{\text{снт}}}. \quad (4)$$

Для расчета центрально растянутых стержней по методике предельных состояний расчетная формула имеет вид:

$$\frac{N_c}{F_{\text{снт}}} + \frac{\Delta N_d}{F_{\text{снт}} + \Delta F_{\text{днт}}} \leq R. \quad (5)$$

Требуемая площадь усиливающих деталей определится по формуле

$$\Delta F_{\text{днт}} \geq \frac{N_c + \Delta N_d - R F_{\text{снт}}}{R - \frac{N_c}{F_{\text{снт}}}}. \quad (6)$$

Допустимое приращение усилия после усиления элемента

$$\Delta N = \frac{(F_{\text{снт}} + \Delta F_{\text{днт}}) (F_{\text{снт}} R - N_c)}{F_{\text{снт}}}. \quad (7)$$

Экспериментальные исследования (ЛИСИ) растянутых элементов, усиленных под нагрузкой, показали, что после того как в основном сечении напряжения достигают величины предела текучести и происходят пластические деформации, несущая способность усиленного стержня не исчерпывается. При этом происходит перераспределение напряжений между основными сечениями и дополнительными деталями. Фактически предельное состояние усиленного под нагрузкой центрально растянутого элемента наступит тогда, когда напряжение, равное по величине пределу текучести, будет распространено по всему усиленному сечению и условие неразрушимости по первым предельным состояниям соответственно примет следующий вид:

$$\frac{N_c + \Delta N_d}{F_{\text{снт}} + \Delta F_{\text{днт}}} \leq R, \quad (8)$$

откуда требуемая площадь сечения усиливающих деталей

$$\Delta F_{\text{днт}} \geq \frac{N_c + \Delta N_d}{R} - F_{\text{снт}}. \quad (9)$$

Прикрепление усиливающих деталей к основному сечению центрально растянутого стержня наиболее просто осуществляется электросварными швами.

Во всех случаях усиления соединительные швы рекомендуется принимать сплошными с высотой катета 3—6 мм (в зависимости от мощности деталей), так как прерывистые (шпоночные) швы создают многочисленные «надрезы» — концентраторы напряжений в начале и конце каждой шпонки, что способствует образованию хрупких трещин в растянутых элементах.

В пределах узла прикрепляющие сварные швы должны обеспечить включение дополнительных деталей в общую работу элемента, т. е. площадь среза швов должна быть достаточна для прикрепления усиливающей детали и должно соблюдаться условие:

$$\Delta F_{\text{днт}} R \geq F_{\text{ш}} R_{\text{св}}, \quad (10)$$

откуда требуемая площадь среза швов

$$F_{\text{ш}} \geq \frac{\Delta F_{\text{днт}} R}{R_{\text{св}}} = 1,4 \Delta F_{\text{днт}}. \quad (11)$$

Задавая длину прикрепляющих швов, равной участку детали от торца элемента до границы узловой фасонки, можно определить расчетную высоту катета прикрепляющего шва (в пределах узла)

$$h_{\text{ш}} = \frac{1,4 \Delta F_{\text{днт}}}{2 \cdot 0,7 (l_{\text{ш}} - 1 \text{ см})} = \frac{\Delta F_{\text{днт}}}{l_{\text{ш}} - 1 \text{ см}}. \quad (12)$$

Как было указано, высота катета шва, прикрепляющего усиливающую деталь к основному элементу между узлами, может быть уменьшена до 3—6 мм.

Пример 1. Рассчитать усиление центрально растянутого сварного элемента, имеющего сечение в виде двух спаренных уголков из стали Ст. 3 размером $75 \times 75 \times 8$ по ОСТ 14 (1932 г.).

Вариант 1. Расчет по допускаемым напряжениям.

Дано: 1) усилие от нормативных нагрузок при усилении $N_c^H = 18$ т;

2) приращение усилия от нормативных нагрузок после усиления $\Delta N_d^H = 19$ т;

3) допускаемое напряжение для стали Ст. 3 (приложение 1) $[\sigma] = 1600$ кг/см², для сварных швов $[\tau_{св}] = 1100$ кг/см².

Площадь уголков $F_{снт} = F_{сбр} = 2 \cdot 9,03 = 18,06$ см².

Требуемая площадь сечения усиливающих деталей по [3]

$$\Delta F_{днт} = \frac{N_c^H + \Delta N_d^H - [\sigma] F_{снт}}{[\sigma] - \frac{N_c^H}{F_{снт}}} = \frac{18000 + 19000 - 1600 \cdot 18,06}{1600 - \frac{18000}{18,06}} = 13,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 стержня $\varnothing 30$ мм; $\Delta F_d = 2 \cdot 7,07 = 14,14$ см².

Проверим напряжение по [2]:

$$\sigma = \frac{N_c^H}{F_{снт}} + \frac{\Delta N_d^H}{F_{снт} + \Delta F_{днт}} = \frac{18000}{18,06} + \frac{19000}{18,06 + 14,14} = 1000 + 585 = 1585 \text{ кг/см}^2 < [\sigma] = 1600 \text{ кг/см}^2.$$

Площадь среза прикрепляющих швов (в пределах фасонки)

$$F_{ш} = \frac{\Delta F_{1л} [\tau]}{[\tau]} = \frac{7,07 \cdot 1600}{1100} = 10,3 \text{ см}^2.$$

Высота катета шва при заданной длине 110 мм (рис. 69)

$$h_{ш} = \frac{10,3}{2 \cdot 0,7 (11 - 1 \text{ см})} = 0,73 \text{ см}.$$

Принимаем $h_{ш} = 8$ мм.

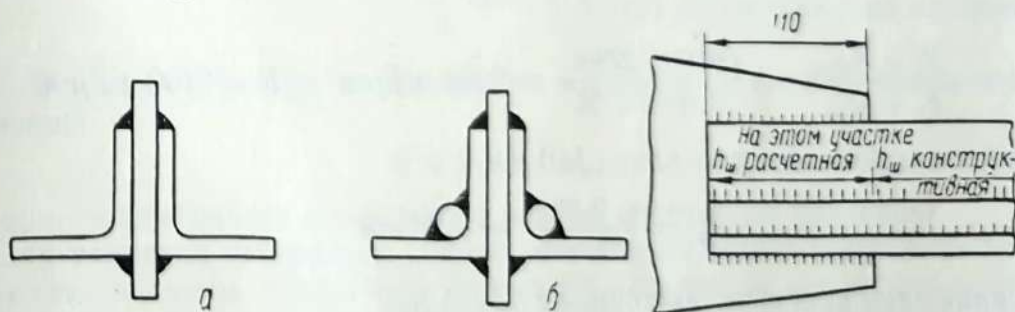


Рис. 69. Сечение элемента:
а — до усиления; б — после усиления.

Вариант 2. Расчет по методике предельных состояний упругой стадии.

Дано: 1) расчетное усилие при усилении $N_c = n_0 N_c^n = 1,1 \cdot 18,0 = 19,80 \text{ т}$;

2) приращение расчетного усилия после усиления

$$\Delta N_d = n \Delta N_d^n = 1,2 \cdot 19,0 = 22,8 \text{ т};$$

3) расчетное сопротивление для стали Ст. 3 $R = 2100 \text{ кг/см}^2$.

Для сварных швов $R_{\text{сн}}^{\text{сн}} = 1500 \text{ кг/см}^2$.

Требуемая площадь усиливающих деталей по (6)

$$\Delta F_{\text{днт}} = \frac{N_c + \Delta N_d - R F_{\text{снт}}}{R - \frac{N_c}{F_{\text{снт}}}} = \frac{19800 + 22800 - 2100 \cdot 18,06}{2200 - \frac{19800}{18,06}} = 4,28 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 стержня $\varnothing 18 \text{ мм}$; $\Delta F_d = 2,54 \cdot 2 = 5,08 \text{ см}^2$.

Проверяем напряжение по (2)

$$\sigma = \frac{N_c}{F_{\text{снт}}} + \frac{\Delta N_d}{F_{\text{снт}} + \Delta F_{\text{днт}}} = \frac{19800}{18,06} + \frac{22800}{18,06 + 5,08} = 1100 + 985 = 2085 \text{ кг/см}^2 < R = 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Высота катета прикрепляющих швов (в пределах фасонки) при заданной длине шва 110 мм (по 12)

$$h_{\text{ш}} = \frac{\Delta F_{\text{днт}}}{l_{\text{ш}} - 1 \text{ см}} = \frac{5,08}{(11 - 1)} = 0,5 \text{ см}.$$

Принимаем $h_{\text{ш}} = 5 \text{ мм}$.

Вариант 3. Расчет по методике предельных состояний с учетом пластической стадии. Исходные данные — по варианту 2.

Требуемая площадь усиливающих деталей по (9)

$$\Delta F_d = \frac{N_c + \Delta N_d}{R} - F_c = \frac{19800 + 22800}{2100} - 18,06 = 2,24 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 стержня $\varnothing 12 \text{ мм}$; $\Delta F_d = 1,13 \cdot 2 = 2,26 \text{ см}^2$.

Проверяем напряжение по (8)

$$\sigma = \frac{N_c + N_{\text{днт}}}{F_c + \Delta F_d} = \frac{19800 + 22800}{18,06 + 2,26} = 2098 \text{ кг/см}^2 < R = 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Прикрепляющие швы при длине 110 мм

$$h_{\text{ш}} = \frac{2,26}{11 - 1} = 0,23 \text{ см}.$$

Принимаем конструктивно швы с $h_{\text{ш}} = 4 \text{ мм}$.

3. УСИЛЕНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При проектировании усиления центрально сжатых элементов стальных конструкций необходимо учитывать следующие особенности:

1. Усиление центрально сжатых стальных элементов для восприятия новых заданных величин усилий может быть произведено тремя способами:

а) уменьшением расчетной длины и соответствующим увеличением коэффициента φ ;

б) прямым увеличением расчетной площади сечения без существенного изменения величины гибкости элемента;

в) комбинированным способом, при котором производят одновременное увеличение расчетной площади и жесткости сечения при прежних расчетных данных.

В практике усиления сжатых стальных элементов наиболее часто применяем последний способ (п. в), оказавшийся более экономичным и технологичным по сравнению со способами, указанными в п. а и б, что окончательно определяют в результате сравнения различных вариантов усиления.

2. При конструировании усиленного сечения центрально сжатого стержня, являющегося элементом фермы, особое значение имеет сохранение центровки в узлах, для чего центр тяжести усиленного сечения должен совпадать с центром тяжести старого сечения или быть вблизи него.

3. Детали усиления центрально сжатого стержня могут быть не завезены в узел и не прикреплены к нему, если соблюдаются условия:

при расчете по допускаемым напряжениям

$$\frac{N_c^H + \Delta N_A^H}{F_c} \leq [\sigma]; \quad (13a)$$

при расчете по предельным состояниям

$$\frac{N_c + \Delta N_A}{F_c} \leq R. \quad (13б)$$

4. В момент усиления осевая сила в элементе не должна превышать величины

$$N \leq 0,8 R_c F_c \varphi_c. \quad (14)$$

где φ_c — коэффициент продольного изгиба сечения до усиления.

Для усиления центрально сжатых элементов можно применять конструктивные схемы, показанные на рис. 68. Однако не все из них достаточно экономичны, так как увеличение сечения элемента не увеличивает существенно его жесткость.

Схемы по рис. 68 I а, I б могут быть применены для усиления клепанных центрально сжатых элементов, в которых нет выступающих частей соединительных планок, а усиливающие полосы увеличивают жесткость сечения. При этом по данным расчета прикрепление этих полос к узловым фасонкам не требуется.

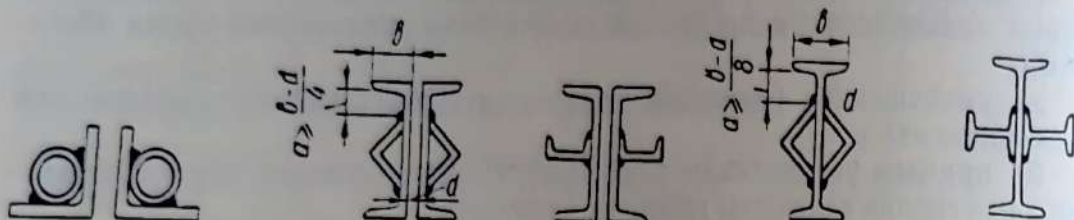


Рис. 70. Дополнительные варианты сечений для усиления центрально сжатых элементов.

Довольно экономичными являются схемы по рис. 68, I г, I е, II к, II м, III т, при осуществлении которых происходит не только увеличение площади сечения, но и увеличивается жесткость. Такими свойствами обладают также схемы усиления по рис. 70, рекомендуемые для широкого применения при усилении центрально сжатых элементов.

При расчете центрально сжатых элементов по упругой стадии предполагают, что дополнительные детали усиления воспринимают только приращения усилия от нагрузок, прикладываемых после усиления, однако учитывают, что общая потеря устойчивости может произойти только для всего усиленного сечения, поэтому в расчет вводят коэффициент продольного изгиба, определенный по гибкости стержня после усиления.

Расчетные формулы по методике допускаемых напряжений:

$$\frac{N_c^H}{F_c \varphi_{об}} + \frac{\Delta N_A^H}{(F_c + \Delta F_A) \varphi_{об}} \leq [\sigma]. \quad (15)$$

Требуемая площадь сечения усиливающих деталей определяется как

$$\Delta F_A \geq \frac{N_c^H + \Delta N_A^H - \varphi_{об} [\sigma] F_c}{\varphi_{об} [\sigma] - \frac{N_c^H}{F_c}}. \quad (16)$$

Задаваясь сечением и конструкцией усиливающих деталей, можно определить допускаемое приращение усилия от нагрузок, приложенных после усиления,

$$\Delta N = \frac{(F_c + \Delta F_A) \varphi_{об} [\sigma] F_c - N_c^H \Delta F_A}{F_c}. \quad (17)$$

Расчетная формула по методике предельных состояний:

$$\frac{N_c}{F_c \varphi_{об}} + \frac{\Delta N_A}{(F_c + \Delta F_A) \varphi_{об}} \leq R. \quad (18)$$

Требуемая площадь сечения усиливающих деталей

$$\Delta F_d \geq \frac{N_c + \Delta N_d - \varphi_{06} R F_c}{\varphi_{06} R - \frac{N_c}{F_c}} \quad (19)$$

Однако установлено, что критическая сила в усиленном стержне не зависит от величины напряжений в основном сечении, существовавшем до усиления, поэтому, полагая, что критические напряжения при потере устойчивости будут выравнены по всему сечению, возможно производить расчет по методике предельных состояний, применяя следующие формулы:

$$\frac{N_c + \Delta N_d}{(F_c + \Delta F_d) \varphi_{06}} \leq R \quad (20)$$

Требуемая площадь усиливающих деталей

$$\Delta F_d = \frac{N_c + \Delta N_d - \varphi_{06} F_c R}{\varphi_{06} R} \quad (21)$$

и допустимое приращение расчетного усилия после усиления

$$\Delta N_d = \varphi_{06} R (F_c + \Delta F_d) - N_c \quad (22)$$

Во всех рассмотренных методиках для определения требуемой площади усиливаемых деталей ΔF_d приходится принимать приближенное значение коэффициента продольного изгиба для усиленного элемента, определенное по приближенному значению радиуса инерции, отнесенного к сечению до усиления (см. приложение 6).

Прикрепление усиливающих деталей к основному стержню рекомендуется осуществлять сплошными швами с высотой катета 3—6 мм. При несоблюдении условий напряженного состояния на границе узла по формулам (13 а) или (13 б) усиливающие детали должны быть заведены в узел и прикреплены швами, рассчитанными по формулам (10), (11) и (12).

Швы, прикрепляющие дополнительные детали к основному сечению в центрально сжатых элементах, могут быть рассчитаны на восприятие сдвигающих усилий, возникающих от условной перерезывающей силы:

по методике допускаемых напряжений

$$h_{ш} \geq \frac{Q_{yc}^n S_d}{1,4 [\tau_{св}]} \quad (23)$$

по методике предельных состояний

$$h_{ш} \geq \frac{Q_{yc} S_d}{1,4 R_y^{св}} \quad (24)$$

где Q_{yc}^n и Q_{yc} — условная перерезывающая сила, кг, принимаемая равной: для Ст. 3 $Q_{yc}^n = 15 (F_c + \Delta F_d)$ и $Q_{yc} = 20 (F_c + \Delta F_d)$; для низколе-

гированной стали $Q_{yc}'' = 30 (F_c + \Delta F_d)$ и $Q_{yc} = 40 (F_c + \Delta F_d)$ (площади F_c и ΔF_d — в см^2);

S_d — статический момент сечения детали, прикрепляемой данными швами, см^3 .

В формулах (23) и (24) принято, что прикрепление дополнительной детали осуществляется двумя швами.



Рис. 71. Сечение элемента:
а — до усиления; б и в — после усиления
(к примеру 2).

Пример 2. Рассчитать усиление центрально сжатого сварного элемента, состоящего из двух спаренных уголков $120 \times 80 \times 10$ сортамента 1926 г. из стали типа Ст. 3. Расчетные длины элемента $l_x = l_y = 3,0$ м.

Вариант 1. Расчет по допускаемым напряжениям.

Дано: 1. Усилие от нормативных нагрузок при усилении $N_c'' = 27$ т.

2. Приращение усилия от нормативных нагрузок после усиления $\Delta N_d'' = 19,5$ т.

3. Допускаемое напряжение для стали Ст. 3 (см. приложение 3) $[\sigma] = 1600$ кг/см^2 .

Площадь сечения $120 \times 80 \times 10$ сортамента 1926 г. $F_c = 19,3 \cdot 2 = 38,26$ см^2 .
Задаемся конструкцией усиления путем приварки труб (рис. 71) и для усиленного сечения принимаем ориентировочно радиусы инерции как для сечения без труб (см. приложение 6):

$$r_x = 0,32h = 0,32 \cdot 12 = 3,84 \text{ см};$$

$$r_y = 0,20b = 0,20(8 + 1 + 8) = 3,4 \text{ см}.$$

$$\text{Расчетная гибкость (приблизительно)} \lambda_{\text{макс}} = \frac{l_y}{r_y} = \frac{300}{3,4} \approx 88,$$

$$\varphi_{06} = 0,702 \text{ (приложение 4)}.$$

Требуемая площадь усиливающих труб по

$$\Delta F_d = \frac{N_c'' + \Delta N_d'' - \varphi_{06} [\sigma] F_c}{\varphi_{06} [\sigma] - \frac{N_c''}{F_c}} = \frac{27000 - 19500 - 0,702 \cdot 1600 \cdot 38,26}{0,702 \cdot 1600 - \frac{27000}{38,26}} = 8,35 \text{ см}^2.$$

Принимаем для усиления две трубы размером 50×3 , расположенные внутри уголков. Площадь сечения усиления $\Delta F_d = 2 \cdot 4,43 = 8,86$ см^2 .

Для комбинированного усиленного сечения (рис. 71, б) определяем статические характеристики и радиусы инерции: $r_x = 3,48$ см, $r_y = 3,80$ см.

Фактическая расчетная гибкость усиленного элемента $\lambda_x = \frac{l_x}{r_x} = \frac{300}{3,48} = 86$, соответственно $\varphi_{об} = 0,714$.

Проверяем напряжение по (15)

$$\sigma = \frac{N_c}{F_c \varphi_{об}} + \frac{\Delta N_d}{(F_c + \Delta F_d) \varphi_{об}} = \frac{27000}{38,26 \cdot 0,714} + \frac{19500}{(38,26 + 8,86) 0,714} = 990 + 580 = 1570 \text{ кг/см}^2 < [\sigma] = 1600 \text{ кг/см}^2.$$

Вариант 2. Расчет по методике предельных состояний в упругой стадии.

Дано: 1. Расчетное усилие при усилении $N_c = 29,70 \text{ т}$.

2. Приращение расчетного усилия после усиления $\Delta N_d = 33,0 \text{ т}$.

3. Расчетное сопротивление для стали Ст. 3 $R = 2100 \text{ кг/см}^2$.

Площадь сечения спаренных уголков $120 \times 80 \times 10$ сортамента 1926 г. $F_c = 19,13 \cdot 2 = 38,26 \text{ см}^2$.

Задаемся усилением по типу варианта 1 — приваркой труб внутри уголков. Предварительные характеристики усиленного сечения приняты по данным варианта 1.

Требуемая площадь сечения усиливающих труб по (19)

$$\Delta F_d = \frac{N_c + \Delta N_d - \varphi_{об} R F_c}{\varphi_{об} R - \frac{N_c}{F_c}} = \frac{29700 + 33000 - 0,702 \cdot 2100 \cdot 38,26}{0,702 \cdot 2100 - \frac{29700}{38,26}} = 8,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем усиление из двух труб 50×3 $\Delta F_d = 2 \times 4,43 = 8,86 \text{ см}^2$, сечение по рис. 71, б, характеристики скомпонованного усиленного сечения были определены в варианте 1.

Проверяем напряжение по (18):

$$\sigma = \frac{N_c}{F_c \varphi_{об}} + \frac{\Delta N_d}{(F_c + \Delta F_d) \varphi_{об}} = \frac{29700}{38,26 \cdot 0,702} + \frac{33000}{(38,26 + 8,86) 0,702} = 1090 + 980 = 2070 < R = 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Вариант 3. Расчет с учетом выравнивания критических напряжений при предельном состоянии — по данным варианта 2.

Требуемая площадь усиливающих деталей по (21)

$$\Delta F_d = \frac{N_c + \Delta N_d - \varphi_{об} F_c R}{\varphi_{об} R} = \frac{29700 + 33000 - 0,702 \cdot 38,26 \cdot 2100}{0,702 \cdot 2100} = 4,2 \text{ см}^2.$$

Таким образом, в этом варианте возможно принять усиливающие трубы размером 30×3 вместо 50×3 по варианту 2.

Во всех рассмотренных вариантах не требуется заделки труб в узел для включения их в работу непосредственно после узла, так как соблюдены условия по формулам (13 а) и (13 б).

4. УСИЛЕНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При проектировании усиления внецентренно сжатых элементов стальных конструкций, кроме общих положений, должны быть учтены следующие особенности:

1. Усиление элемента может быть вызвано возрастанием только осевых усилий или только изгибающих моментов, либо одновременным увеличением и осевой силы и изгибающего момента.

Во всех случаях эффективным усилением является одновременное увеличение площади сечения элемента и его жесткости.

2. Усиление сечения должно быть проверено:

на прочность;

на устойчивость в плоскости и из плоскости действия момента.

В последнем случае проверки производятся: для стержней с концами, закрепленными от смещения в плоскости, перпендикулярной действию момента по максимальному моменту в пределах средней трети длины (но не менее половины наибольшего на всей длине стержня момента), а для стоек консолей — по моменту в заделке.

3. В момент усиления внецентренно сжатого элемента наибольшие расчетные напряжения по прочности или устойчивости, отнесенные к сечению, до усиления не должны превышать величины $0,8R$.

4. Усиливающие детали могут быть не заведены в узлы и не прикреплены к узловым фасонкам, если в сечениях на границе узла соблюдены условия:

по методике допускаемых напряжений

$$\frac{N_c^H + \Delta N_A^H}{F_c} + \frac{M_c^H + \Delta M_A^H}{W_c} \leq [\sigma], \quad (25)$$

по методике предельных состояний

$$\frac{N_c + \Delta N_A}{F_c} + \frac{M_c + \Delta M_A}{W_c} \leq R. \quad (26)$$

Для усиления сечений внецентренно сжатых стержней могут быть применены большинство рассмотренных ранее конструктивных решений, увеличивающих площади сечения и жесткость элементов, кроме того, некоторые дополнительные варианты усиления приведены на рис. 72.

Для расчета внецентренно сжатых элементов по методике допускаемых напряжений можно использовать следующие формулы.

Проверка прочности — по напряжению в крайнем волокне старого сечения (рис. 73):

$$\frac{N_c^H}{F_c} + \frac{\Delta N_A^H}{F_c + \Delta F_A} + \frac{M_c^H y_c}{I_c} + \frac{\Delta M_A^H y_{об}}{I_{об}} \leq [\sigma], \quad (27)$$

для крайнего волокна усиливающей детали

$$\frac{\Delta N_{\lambda}^H}{F_c + \Delta F_{\lambda}} + \frac{\Delta M_{\lambda}^H y_{\lambda}}{I_{об}} \leq [\sigma], \quad (28)$$

здесь I_c , y_c — момент инерции и расстояние до наиболее сжатой кромки основного сечения (до усиления);

$I_{об}$, $y_{об}$ — то же, для сечения после усиления;

y_{λ} — расстояние до наиболее сжатой кромки усиливающей детали.

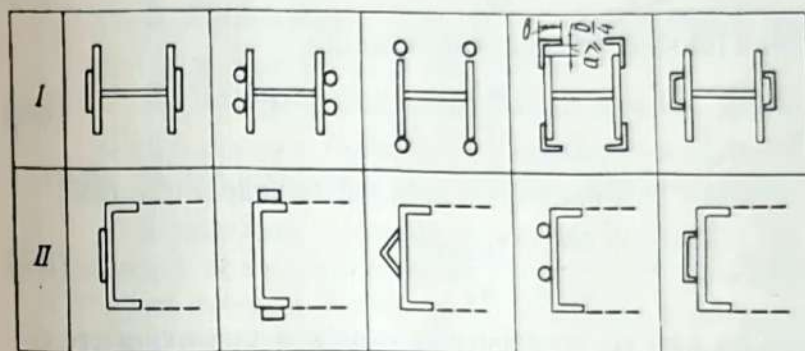


Рис. 72. Дополнительные варианты сечений для усиления внецентренно сжатых элементов:
1 — для двутавров; 2 — для швеллеров.

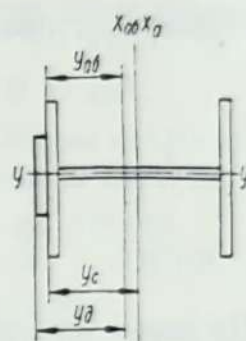


Рис. 73. Схема сечения и обозначений к формулам расчета усиления внецентренно сжатых элементов.

Проверка устойчивости в плоскости действия момента

$$\frac{N_c^H}{\varphi_{вн. об} F_c} + \frac{\Delta N_{\lambda}^H}{(F_c + \Delta F_{\lambda}) \varphi_{вн. об}} \leq [\sigma]. \quad (29)$$

Требуемая площадь сечения усиливающих элементов

$$\Delta F_{\lambda} \geq \frac{N_c^H + \Delta N_{\lambda}^H - \varphi_{вн. об} [\sigma] F_c}{\varphi_{вн. об} [\sigma] - \frac{N_c^H}{F_c}}. \quad (30)$$

Проверка устойчивости из плоскости действия момента при относительном эксцентриситете $m_x \leq 10$:

$$\frac{N_c^H}{\varphi_{у. об} c_{об} F_c} + \frac{\Delta N_{\lambda}^H}{\varphi_{у. об} c_{об} (F_c + \Delta F_{\lambda})} \leq [\sigma], \quad (31)$$

где $\varphi_{вн. об}$ и $c_{об}$ — для усиленного сечения, рекомендуется принимать по таблицам и формулам СНиП II-B. 3—62 как обеспечивающее более точные результаты, чем это было принято в методике допускаемых напряжений в ННТУ-1—46 и др.

В методике предельных состояний, считая по упругой стадии, рабочие формулы будут иметь следующий вид. Проверка прочности по напряжению в крайнем волокне старого сечения:

$$\frac{N_c}{F_c} + \frac{\Delta N_d}{F_c + \Delta F_d} + \frac{M_{cy_c}}{I_c} + \frac{\Delta M_{d,y_{об}}}{I_{об}} \leq R. \quad (32)$$

Для крайнего волокна усиливающей детали

$$\frac{\Delta N_d}{F_c + \Delta F_d} + \frac{\Delta M_{d,y_d}}{I_{об}} \leq R. \quad (33)$$

Проверка устойчивости в плоскости действия момента

$$\frac{N_c}{\varphi_{вн. об} F_c} + \frac{\Delta N_d}{\varphi_{вн. об} (F_c + \Delta F_d)} \leq R. \quad (34)$$

Требуемая площадь сечения усиливающих деталей определится так:

$$\Delta F_d \geq \frac{N_c + \Delta N_d - \varphi_{вн. об} R F_c}{\varphi_{об} R - N_c}. \quad (35)$$

Проверка устойчивости из плоскости действия момента при относительном эксцентриситете $m_x \leq 10$:

$$\frac{N_c}{\varphi_{y. об} c_{об} F_c} + \frac{\Delta N_d}{\varphi_{y. об} c_{об} (F_c + \Delta F_d)} \leq R. \quad (36)$$

Для случаев внецентренного сжатия с эксцентриситетами $m_x > 10$ расчет производится в соответствии с указаниями для этих случаев в СНиП II-V. 3—62.

Учитывая, что в предельном состоянии при потере стержнем устойчивости критические напряжения в нем, как и в случае центрального сжатия, будут выравнены по всему сечению, а величина критической силы не зависит от напряжений, существовавших в основном сечении до усиления, расчет усиления внецентренно сжатых элементов по предельным состояниям можно производить по следующим формулам.

Проверка устойчивости в плоскости действия момента

$$\frac{N_c + \Delta N_d}{\varphi_{вн. об} (F_c + \Delta F_d)} \leq R. \quad (37)$$

Проверка устойчивости из плоскости действия момента при $m_x \leq 10$

$$\frac{N_c + \Delta N_d}{\varphi_{y. об} c_{об} (F_c + \Delta F_d)} \leq R. \quad (38)$$

Требуемая площадь сечения усиливающих элементов

$$\Delta F_d \geq \frac{N_c + \Delta N_d - \varphi_{вн. об} R F_c}{\varphi_{вн. об} R}. \quad (39)$$

Прикрепление усиливающих деталей к основному сечению внецентренно сжатого элемента производят сплошными швами, исходя из тех же условий, что и для растянутых и центрально сжатых элементов.

Пример 3. Рассчитать усиление внецентренно сжатого сварного элемента Н-образного сечения из стали Ст. 3, имеющего расчетные длины $l_x = 14,0 \text{ м}$, $l_y = 5,0 \text{ м}$.

Вариант 1. Расчет по допускаемым напряжениям.

Дано: 1. Усилия от нормативных нагрузок при усилении $N_c^H = 100 \text{ т}$, $M_c^H = 15 \text{ тм}$.

2. Приращение усилий от нормативных нагрузок после усиления $\Delta N_d^H = 100 \text{ т}$, $\Delta M_d^H = 30 \text{ тм}$.

3. Допускаемое напряжение для Ст. 3 $[\sigma] = 1600 \text{ кг/см}^2$.

Примечание. Определение коэффициентов $\varphi_{вн}$ и φ_y производим по СНиП II-B. 3—62, так как величина их не зависит от методики расчета.

Усиливаемый элемент имеет стенку 600×10 , полки 400×20 . Площадь основного сечения $F = 220 \text{ см}^2$, $I_x = 172000 \text{ см}^4$, $I_y = 21300 \text{ см}^4$. Габарит сечения $A = 64 \text{ см}$ до усиления и 66 после усиления.

Для определения требуемой площади усиливающих деталей определяем приближенные параметры и отвечающее им значение гибкости

$$\lambda_x \approx \frac{l_x}{0,42A} = \frac{1400}{0,42 \cdot 66} = 50,5.$$

Коэффициент формы Н-образного сечения $\eta = 1,45 - 0,003 \lambda_x = 1,45 - 0,003 \cdot 50,5 = 1,29$.

Приближенная величина приведенного эксцентриситета

$$m_x \approx \eta \frac{2,8 (M_c^H + \Delta M_d^H)}{(N_c^H + \Delta N_d^H) A} = 1,29 \frac{2,8 (1500000 + 3000000)}{(100000 + 100000) 66} = 1,23.$$

Пользуясь СНиП II-B. 3—62 (табл. 56 по интерполяции), при $\lambda_x = 50,5$ и $m_x = 1,23$, находим $\varphi_{вн, об} = 0,524$. При этом значении $\varphi_{вн, об}$ напряжения в основном сечении

$$\sigma_x = \frac{N_c^H + \Delta N_d^H}{\varphi_{вн, об} F_c} = \frac{100000 + 100000}{0,524 \cdot 320} = 1740 \text{ кг/см}^2 > [\sigma] = 1600 \text{ кг/см}^2,$$

т. е. требуется усиление площадью по (30)

$$\Delta F_d = \frac{N_c^H + \Delta N_d^H - \varphi_{вн, об} [\sigma] F_c}{\varphi_{вн, об} [\sigma] - \frac{N_c^H}{F_c}} = \frac{100000 + 100000 - 0,524 \cdot 1600 \cdot 220}{0,524 \cdot 1600 - \frac{100000}{220}} = 40,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем усиление из двух полос 200×10 (рис. 74).

Для усиленного сечения определяем статические характеристики

$$\Delta F_c = 2 \cdot 20 \cdot 1 = 40 \text{ см}^2;$$

$$I_{x\text{ об}} = 214200 \text{ см}^4; r_{x\text{ об}} = 28,9 \text{ см};$$

$$I_{y\text{ об}} = 22630 \text{ см}^4; r_{y\text{ об}} = 9,35 \text{ см}.$$

Проверяем напряжение в наиболее сжатой кромке в плоскости действия момента

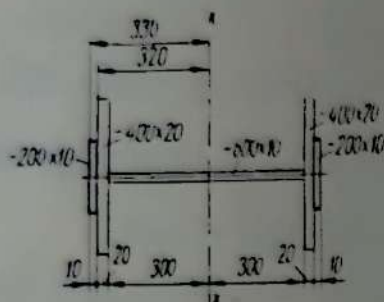


Рис. 74. Сечение Н-образного сварного элемента (к примеру № 3).

$$\lambda_x = \frac{l_x}{r_{x\text{ об}}} = \frac{1400}{28,9} = 48,4;$$

$$\tau_1 = 1,45 - 0,003 \cdot 48,4 = 1,305;$$

$$m_x = \tau_1 \frac{(M_c^H + \Delta M_A^H)}{(N_c^H + \Delta N_c^H)} \cdot \frac{(F_c + \Delta F_A) y_A}{I_x} =$$

$$= 1,305 \frac{(1500000 + 3000000)}{(100000 + 100000)} \times$$

$$\times \frac{(220 + 40) 33}{214200} = 1,18.$$

По СНиП II-V. 3-62 (табл. 56) $\varphi_{\text{вн. об}} = 0,546$.
Напряжение

$$\sigma_x = \frac{N_c^H}{\varphi_{\text{вн. об}} F_c} + \frac{\Delta N_A^H}{\varphi_{\text{вн. об}} (F_c + \Delta F_A)} = \frac{100000}{0,546 \cdot 220} + \frac{100000}{0,546 (220 + 40)} =$$

$$= 832 + 706 = 1538 \text{ кг/см}^2 < [\sigma] = 1600 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка усиленного сечения на плоскости действия момента

$$\lambda_{y\text{ об}} = \frac{l_y}{r_y} = \frac{500}{9,35} = 53,5;$$

$$\varphi_{y\text{ об}} = 0,678;$$

$$c_{об} = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{\beta}{1 + \alpha \frac{(M_c^H + \Delta M_A^H)}{(N_c^H + \Delta N_c^H)} \frac{(F_c + \Delta F_A) y_A}{I_x}} =$$

$$= \frac{1}{1 + 0,7 \cdot \frac{(1500000 + 3000000)}{(100000 + 100000)} \cdot \frac{(40 + 220) 33}{214200}} = 0,615.$$

Напряжение

$$\sigma_y = \frac{N_c^H}{\varphi_{y\text{ об}} c_{об} F_c} + \frac{\Delta N_A^H}{\varphi_{y\text{ об}} c_{об} (F_c + \Delta F_A)} = \frac{100000}{0,878 \cdot 0,615 \cdot 220} +$$

$$+ \frac{100000}{0,878 \cdot 0,615 (220 + 40)} = 840 + 712 = 1552 \text{ кг/см}^2 < [\sigma] = 1600 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка прочности по (32)

$$\sigma = \frac{N_c''}{F_c} + \frac{\Delta N_d''}{F_c + \Delta F_d} + \frac{M_c'' y_c}{I_c} + \frac{\Delta M_d'' y_{об}}{I_{об}} = \frac{100000}{220} + \frac{100000}{220 + 40} + \frac{1500000 \cdot 32}{172000} + \frac{3000000 \cdot 32}{214200} = 455 + 385 + 280 + 462 = 1582 \text{ кг/см}^2 < [\sigma] = 1600 \text{ кг/см}^2.$$

Вариант 2. Расчет по предельному состоянию в упругой стадии.

Дано: 1. Усилия от расчетных нагрузок при усилении $N_c = 120 \text{ т}$; $M_c = 17,0 \text{ тм}$.

2. Приращение усилий от расчетных нагрузок после усиления $\Delta N_d = 150 \text{ т}$; $\Delta M_d = 40 \text{ тм}$.

3. Расчетное сопротивление для стали Ст. 3 $R = 2100 \text{ кг/см}^2$.

Габариты и другие данные о сечении усиливаемого элемента принимаем по варианту 1.

Для расчета требуемой площади усиления определяем основные предварительные параметры:

$$\lambda = 50,5; \eta = 1,29; A = 66 \text{ см (см. вариант 1);}$$

$$m_x = \eta \frac{2,8 (M_c + \Delta M_d)}{(N_c + \Delta N_d) A} = 1,29 \frac{2,8 (1700000 + 4000000)}{(120000 + 150000) 66} = 1,15.$$

По СНиП II-B. 3-62 (табл. 56) для $\lambda_x = 50,5$, $m_x = 1,15$, $\varphi_{вн.об} = 0,542$. Требуемая площадь усиления

$$\Delta F_d = \frac{N_c + \Delta N_d - \varphi_{вн.об} R F_c}{\varphi_{вн.об} R - \frac{N_c}{F_c}} = \frac{120000 + 150000 - 0,542 \cdot 2100 \cdot 220}{0,542 \cdot 2100 - \frac{120000}{220}} = 34 \text{ см}^2.$$

Конструктивно принимаем две полосы 200×10 (см. рис. 74), $\Delta F_d = 40 \text{ см}^2$.

Для усиленного сечения $\lambda = 48,4$; $\eta = 1,305$; $I_x = 214000 \text{ см}^4$ (см. вариант 1);

$$m_x = \eta \frac{(M_c + \Delta M_d) (F_c + \Delta F_d) y_d}{(N_c + \Delta N_d) I_{x.об}} = 1,305 \frac{(1700000 + 4000000)}{(120000 + 150000)} \cdot \frac{(220 + 40) 33}{214000} = 1,10$$

для $\lambda = 48,4$ и $m_x = 1,10$ $\varphi_{вн.об} = 0,557$.

Напряжение в плоскости действия момента

$$\sigma_x = \frac{N_c}{\varphi_{вн.об} F_c} + \frac{\Delta N_d}{\varphi_{вн.об} (F_c + \Delta F_d)} = \frac{120000}{0,557 \cdot 200} + \frac{150000}{0,557 (220 + 40)} = 980 + 1035 = 2015 \text{ кг/см}^2 < R = 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем напряжение из плоскости действия момента:

$$\lambda_y = 54; \varphi_{y.об} = 0,878 \text{ (см. вариант 1);}$$

$$c_{об} = \frac{5}{1 + \alpha \frac{(M_c + \Delta M_d)(F_c + \Delta F_d) y_d}{(N_c + \Delta N_d) I_{x об}}} =$$

$$= \frac{1,0}{1 + 0,7 \frac{(1700000 + 4000000)(220 + 40) 33}{(120000 + 150000) 214200}} = 0,630.$$

Напряжение

$$\sigma_y = \frac{N_c}{\varphi_{y об} c_{об} F_c} + \frac{\Delta N_d}{\varphi_{y об} c_{об} (F_c + \Delta F_d)} = \frac{120000}{0,878 \cdot 0,630 \cdot 220} +$$

$$+ \frac{150000}{0,878 \cdot 0,630 (220 + 40)} = 990 + 1045 = 2035 \text{ кг/см}^2 < R = 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка прочности

$$\sigma = \frac{N_c}{F_c} + \frac{\Delta N_d}{F_c + \Delta F_d} + \frac{M_{cy}}{I_{xc}} + \frac{\Delta M_{dy об}}{I_{x об}} = \frac{120000}{200} + \frac{150000}{220 + 40} =$$

$$+ \frac{1700000}{172000} + \frac{4000000 \cdot 32}{214200} = 546 + 578 + 317 + 597 = 2038 \text{ кг/см}^2 < R =$$

$$= 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Вариант 3. Расчет усиления с учетом выравнивания критических напряжений.

При использовании данных вариантов 1 и 2 требуемая площадь усиления по (39)

$$\Delta F_d = \frac{N_c + \Delta N_d - \varphi_{вн. об} R F_c}{\varphi_{вн. об} R} = \frac{120000 + 150000 - 0,557 \cdot 2100 \cdot 220}{0,557 \cdot 2100} = 10,3 \text{ см}^2,$$

т. е. возможно ограничить размеры усиливающих полос до 60×10 вместо 200×10 по варианту 1 и 2.

5. УСИЛЕНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При внецентренном растяжении элементов стальных конструкций нет опасности потери устойчивости, поэтому проверка их и расчет усиления в необходимых случаях производятся только по условиям прочности, приведенным для расчета внецентренно сжатых элементов:

по методике допускаемых напряжений — формулы (27) и (28);

по методике предельных состояний — формулы (32) и (34).

Для внецентренно растянутых элементов, не подвергающихся непосредственным воздействиям динамических нагрузок, в соответствии с п. 4. 18 СНиП II-V. 3—62 разрешается производить расчет с учетом пла-

стической стадии работы при достижении предельного состояния по следующей формуле:

$$\left[\frac{N_c + \Delta N_d}{F_{\text{снт}} + \Delta F_{\text{днт}} R} \right]^{\frac{3}{2}} + \frac{M_c + \Delta M_d}{W_{x06}'' R} < 1,0, \quad (40)$$

где W_{x06}'' — пластический момент сопротивления усиленного сечения, определяемый как сумма статических моментов полусечений, но принимаемый в расчете не более $1,2 W$ (W — упругий момент сопротивления), т. е.

$$W_{x06}'' = S_{106} + S_{206} \leq 1,2 \frac{I_{x06}}{y_d}; \quad (41)$$

S_{106}, S_{206} — статические моменты полусечений;
 I_{x06} — момент инерции усиленного сечения;
 y_d — по рис. 73.

Конструирование усиления внецентренно растянутых элементов стальных конструкций и прикрепление усиливающих деталей к основному сечению аналогичны ранее описанным приемам для центрально растянутых, центрально сжатых и внецентренно сжатых элементов.

Работы по усилению следует производить, когда максимальные рабочие напряжения от нагрузок в момент усиления не превышают величины $0,8R$.

6. УСИЛЕНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Усиление изгибаемых элементов стальных конструкций имеет, кроме общих возможностей и ограничений, ряд особенностей, учитываемых при разработке проектов усиления.

1. Перед усилением изгибаемого элемента (балки) его следует максимально разгрузить, т. е. снять всю временную нагрузку и, по возможности, часть постоянных нагрузок.

2. Объем работ по усилению следует строго ограничить только участком, где действуют наибольшие изгибающие моменты и по расчету необходимо усиление.

3. Наиболее эффективно такое усиление, при котором минимальные сечения дополнительных деталей создают наибольшее увеличение моментов инерции и сопротивления, т. е. при расположении усиливающих деталей на возможно большем расстоянии от нейтральной оси.

4. При разработке конструкции усиления следует стремиться к достижению минимального объема сварки в неудобном и трудоемком положении.

5. Усиление изгибаемых элементов необходимо всегда начинать с усиления нижнего пояса, затем усиливать стенки (если это необходимо) и в последнюю очередь верхний пояс, так как при обратном порядке

могут возникнуть значительные сварочные деформации, увеличивающие прогиб до недопустимых величин.

Элементы решетчатых балок (ферм) усиливают по методике и правилам, принятым для центрально сжатых и центрально растянутых элементов. Конструктивные решения усиления сплошных балок очень разнообразны и зависят от местных условий, технологических ограничений и возможностей.

Некоторые варианты конструктивных схем усиления изгибаемых элементов показаны на рис. 75.

Усиление по рис. 75 I а конструктивно наиболее просто, однако содержит большие объемы трудоемкой потолочной сварки. Этот недостаток устранен в схеме рис. 75 I б, однако такое решение ограничено максимальной шириной усиливающей полосы по нижнему поясу (30δ), так как при большей ширине создается опасность значительной концентрации местных напряжений в районе соединительных швов.

В случаях, когда конструктивно невозможно располагать усиливающие детали с наружной стороны поясов балки, их размещают изнутри, как это показано на рис. 75 I в, I д, II ж, II и.

Однако при этих конструктивных схемах возникает трудоемкая срезка ребер жесткости и подгонка по месту надставок в районе верхнего пояса балки (рис. 75, IV). Надставки обрезанных ребер жесткости к деталям, усиливающим нижний пояс балки, не требуется, если здесь расположена зона растягивающих напряжений.

Сравнительно проста конструкция усиления балок с помощью усиливающих деталей в виде круглых прутков или труб (рис. 75, II).

Возможно также усиление балок путем увеличе-

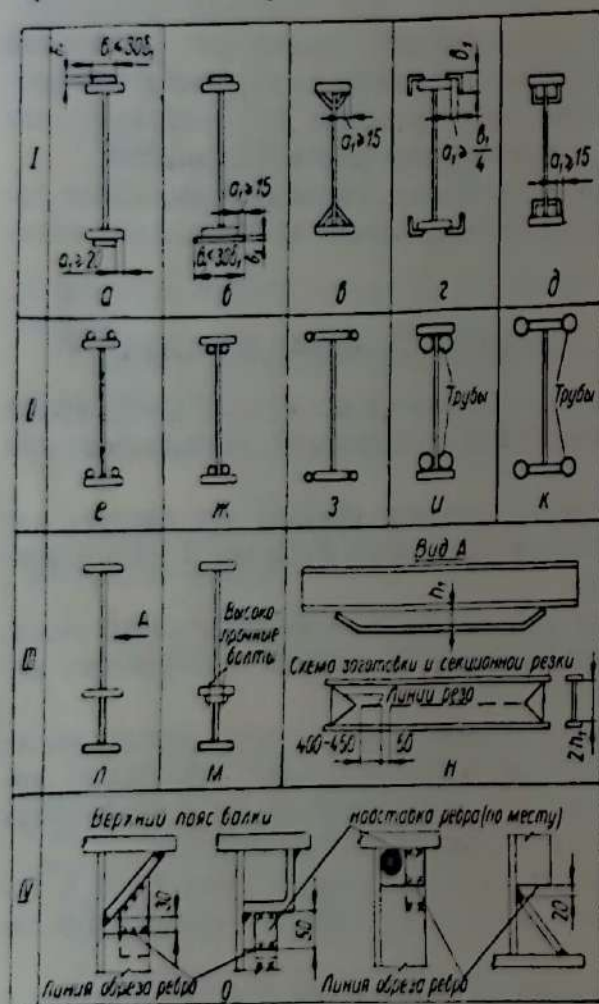


Рис. 75. Варианты усиления сечений изгибаемых элементов.

ния их высоты за счет создания дополнительного нижнего пояса (рис. 75, III), если это допустимо по технологическим габаритам. Однако при таком усилении существующий нижний пояс приближается к нейтральной оси усиленного сечения и мало участвует в общей работе балки, поэтому расход металла по сравнению с предыдущими схемами усиления увеличивается.

Конструктивно увеличение высоты балки может быть осуществлено тавровыми надставками в районе максимальных изгибающих моментов.

Усиление балок с помощью сварных тавров (рис. 75, III и) при выполнении всех работ по усилению в проектом положении очень сложно. Этот вариант хорошо решается, если заранее изготовить сварную балку с высотой стенки, равной удвоенной высоте усиливающего тавра, а затем осуществить разрезку на два тавра секционным способом.

В сварном двутавре вдоль линии реза сверлят отверстия диаметром 4—5 мм, ограничивающие размеры секций и создающие нормальные условия для осуществления начала и конца кислородной резки. Затем с помощью кислородорежущего автомата делают разрезы секций длиной 400—450 мм, оставляя между отверстиями неразрезанными шпонки длиной 50 мм. Через 1—2 суток выдержки для ускорения релаксации остатков начальных напряжений вдоль линии реза остукивают стенку легкими ударами молотка (весом 600—800 г), после чего шпонки разрезают.

Как показывает опыт, при такой технологии изготовления тавры не получают сколько-нибудь значительных сварочных деформаций (серповидности). Однако недостатком этого решения является большой объем потолочной сварки швов, прикрепляющих тавр к нижнему поясу балки.

Этот недостаток можно устранить, если балку усиливать не тавром, а несимметричным двутавром (рис. 75, III м).

Прикрепить двутавр к нижнему поясу можно с помощью высокопрочных болтов.

При проектировании усиления балок следует, кроме прочности, проверить общую и местную устойчивость, вводя в расчет целиком усиленное сечение, так как критические усилия не зависят от величины напряжений, существовавших до усиления.

В необходимых случаях стенку балки по условиям местной устойчивости усиливают за счет постановки дополнительных ребер жесткости в сжатой зоне.

Короткие ребра в сжатой зоне обязательно должны быть окаймлены продольными ребрами (рис. 76), так как в противном случае у концов неокаймленных ребер будет создан резкий концентратор местных напряжений, способствующий возникновению хрупких трещин при последующей эксплуатации балки.

Расчет усиления балок сплошного сечения, как и в ранее рассмотрен-

ных случаях, может быть произведен по трем методикам: допускаемым напряжениям, предельным состояниям по упругой стадии и предельным состояниям по пластической стадии.

При первых двух полагают, что детали усиления воспринимают усилия только от нагрузок, возникших после усиления.

Расчетные формулы по методике допускаемых напряжений (рис. 77) имеют следующий вид.

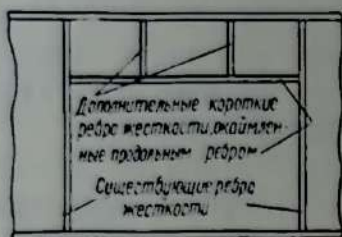


Рис. 76. Усиление стенки балки дополнительными ребрами.

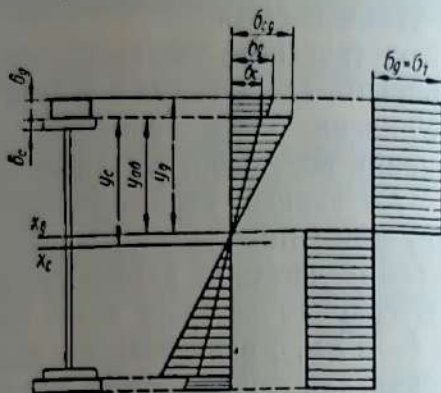


Рис. 77. Схема напряженного состояния усиленной балки в упругой и пластической стадиях.

Напряжение в крайнем волокне старого сечения

$$\frac{M_c^H y_c}{I_c} + \frac{\Delta M_d^H y_{об}}{I_{x об}} \leq [\sigma]; \quad (42)$$

напряжения в крайнем волокне усиливающей детали

$$\frac{\Delta M_d^H y_d}{I_{x об}} \leq [\sigma]; \quad (43)$$

требуемая площадь усиливающих деталей для случая симметричной балки

$$\Delta F_d = \frac{M_c^H y_c + \Delta M_d^H y_{об} - [\sigma] I_{xc}}{2 \left(y_c \pm \frac{b_d}{2} \right)^2 ([\sigma] - \sigma_c)}. \quad (44)$$

Расчетные формулы по методике предельных состояний в упругой стадии соответственно будут:

для крайнего волокна старого сечения

$$\frac{M_c y_c}{I_{xc}} + \frac{\Delta M_d y_{об}}{I_{x об}} \leq R; \quad (45)$$

для крайнего волокна усиливающей детали

$$\frac{\Delta M_d y_d}{I_{x об}} \leq R; \quad (46)$$

требуемая площадь усиливающих деталей для случая симметричной балки

$$\Delta F_d = \frac{M_c y_c + \Delta M_d y_{об} - R I_{xc}}{2 \left(y_c \pm \frac{\delta_d}{2} \right)^2 (R - \sigma_c)} . \quad (47)$$

В формулах (44) и (47) напряжение в крайнем волокне старого сечения от изгибающего момента, действующего до усиления,

$$\sigma_c = \frac{M_c y_c}{I_{xc}} . \quad (48)$$

В знаменателях этих формул приняты знак «плюс» для случаев, когда усиливающие детали расположены с наружной стороны балки; знак «минус» для случаев, когда усиливающие детали расположены внутри балки.

Расчет балок по методике предельных состояний с учетом пластической стадии работы в соответствии с п. 4.15 СНиП II-V.3—62 допускается при следующих условиях:

должна быть надежно обеспечена общая устойчивость балки;

отношение ширины свеса пояса сварной балки к его толщине не должно превышать 10;

отношение высоты стенки к ее толщине должно быть не более

$$80 \sqrt{\frac{2100}{R}} ;$$

касательные напряжения в месте наибольшего изгибающего момента не должны превышать величины $0,3R$.

При одновременном соблюдении указанных условий расчетная формула, с учетом пластической стадии работы, примет вид

$$\frac{M_c + \Delta M_d}{W_{x\text{об}}^n} \leq R, \quad (49)$$

где $W_{x\text{об}}^n$ — пластический момент сопротивления, определяемый по формуле (41).

Требуемая площадь усиливающей детали (приближенно)

$$\Delta F_d \approx \frac{(M_c + \Delta M_d) y_c - R I_{xc}}{2,2R \left(y_{об} \pm \frac{\delta_d}{2} \right)^2} . \quad (50)$$

Проверка прогиба усиленной балки по вторым предельным состояниям осуществляется по формуле

$$f = f_c + \Delta f_d, \quad (51)$$

где f_c — прогиб балки до усиления от нормативных нагрузок, действующих в момент усиления;

Δf_{λ} — прогиб балки от приращения нормативной нагрузки, прикладываемой после усиления.

Проверка местной устойчивости стенки балки по обеим методикам расчета производится по обычным формулам и только в тех местах, где это требуется по расчету. Проверку местной устойчивости необходимо производить для всех отсеков между поперечными ребрами жесткости, а усиливать стенку только в тех случаях, где по расчету не будет обеспечена местная устойчивость стенки от нагрузок, действующих после усиления.

Пример 4. Рассчитать усиление балки пролетом 10 м сплошного сечения, состоящей из стенки 1200×10 мм и двух поясов 300×20 ; сталь ВМСт. 3 (рис. 78, а); усиления — симметричные, полосами, расположенными снаружи поясов балки.

Статические характеристики сечения балки:

$$I_{xc} = 590000 \text{ см}^4; W_{xc} = 9500 \text{ см}^3; y_c = y_{об} = 62 \text{ см}.$$

Вариант 1. Расчет усиления балки по методике допускаемых напряжений.

Дано: $M_c^H = 91 \text{ тм}$; $\Delta M_{\lambda}^H = 150 \text{ тм}$.

Усиление балки вызвано тем, что расчетные напряжения при заданном приращении момента будут:

$$\sigma_{\lambda} = \frac{M_c^H + \Delta M_{\lambda}^H}{W_{xc}} = \frac{9,1 \cdot 10^6 + 15 \cdot 10^6}{9,5 \cdot 10^3} = 2540 \text{ кг/см}^2 > [\sigma] = 1600 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжения в крайнем волокне старого сечения при его нагрузке перед усилением:

$$\sigma_c = \frac{M_c^H}{W_{xc}} = \frac{9,1 \cdot 10^6}{9,5 \cdot 10^3} = 955 \text{ кг/см}^2.$$

Требуемая площадь усиливающей полосы по (44), если толщину ее принять равной 5 см, будет следующей:

$$\Delta F = \frac{M_c^H y_c + \Delta M_{\lambda}^H y_{об} - [\sigma] I_{xc}}{2 \left(y_c \pm \frac{b_{\lambda}}{2} \right)^2 ([\sigma] - \sigma_c)} = \frac{9 \cdot 10^6 \cdot 62 + 15 \cdot 10^6 \cdot 62 - 1600 \cdot 5,9 \cdot 10^5}{2 \left(62 + \frac{5}{2} \right)^2 (1600 - 955)} = 113 \text{ см}^2.$$

Принимаем полосы усиления сечения 230×50 (рис. 78, б) и проверяем скомпонованное сечение:

$$I_{xоб} = 590000 + 2 \cdot 23 \cdot 5 \left(62 + \frac{5}{2} \right)^2 = 1,55 \cdot 10^6 \text{ см}^4;$$

$$\sigma = \frac{M_c^H y_c}{I_{xc}} + \frac{\Delta M_{\lambda}^H y_{\lambda}}{I_{xоб}} = \frac{9,1 \cdot 10^6 \cdot 62}{5,9 \cdot 10^5} + \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 62}{1,55 \cdot 10^6} = 955 + 600 = 1555 \text{ кг/см}^2 < [\sigma] = 1600 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем прогиб усиленной балки:

$$f = \frac{M_c'' l^2}{10EI_{xc}} + \frac{\Delta M_d l^2}{10EI_{xob}} = \frac{9 \cdot 10^6 \cdot 1000^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 5,9 \cdot 10^5} +$$

$$+ \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 1000^2}{10 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 1,55 \cdot 10^6} = 0,8 + 0,46 = 1,26 \text{ см} < \frac{l}{400} = 2,5 \text{ см}.$$

Вариант 2. Расчет усиления балки по методике предельных состояний упругой стадии.

Дано: $M_c = 1,10M_c'' = 1,10 \cdot 91 = 100,1 \text{ тм};$

$$\Delta M_d = 1,2\Delta M_d'' = 1,20 \cdot 150 = 180 \text{ тм}.$$

Усиление балки вызывается тем, что расчетные напряжения при заданном приращении изгибающих моментов будут:

$$\sigma_d = \frac{M_c + \Delta M_d}{W_{xc}} =$$

$$= \frac{10,01 \cdot 10^6 + 18 \cdot 10^5}{9,5 \cdot 10^3} =$$

$$= 2950 \text{ кг/см}^2 > R = 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в крайнем волокне старого сечения при его разгрузке перед усилением

$$\sigma_c = \frac{M_c y_c}{I_{xc}} = \frac{10,01 \cdot 10^6 \cdot 62}{5,9 \cdot 10^5} = 1055 \text{ кг/см}^2.$$

Требуемая площадь сечения усиливающей полосы, если принять толщину ее равной 3 см, определится по (47)

$$\Delta F = \frac{M_c y_c + \Delta M_d y_{об} - R I_{xc}}{2 \left(y_c \pm \frac{\delta_1}{2} \right)^2 (R - \sigma_c)} =$$

$$= \frac{10,01 \cdot 10^6 \cdot 62 + 18 \cdot 10^6 \cdot 62 - 2100 \cdot 5,9 \cdot 10^5}{2 \left(62 + \frac{3}{2} \right)^2 (2100 - 1055)} = 58,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем полосы усиления сечением 200×30 (рис. 78 б) и проверяем скомпонованное сечение:

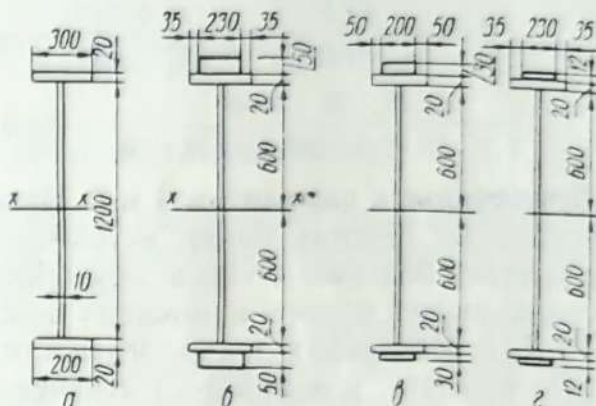


Рис. 78. Сечение балки:

а — до усиления; б — после усиления по методике допускаемых напряжений; в — после усиления по методике предельных состояний в упругой стадии; г — после усиления по методике предельных состояний с учетом пластической стадии (к примеру № 4).

$$I_{x06} = 5,9 \cdot 10^5 + 2 \cdot 20 \cdot 3 \left(62 + \frac{3}{2} \right)^2 = 10,74 \cdot 10^5 \text{ см}^4;$$

$$\sigma = \frac{M_c y_c}{I_{xc}} + \frac{\Delta M_{\Delta} y_{06}}{I_{x\Delta}} = \frac{10,01 \cdot 10^6 \cdot 62}{5,9 \cdot 10^5} + \frac{18 \cdot 10^6 \cdot 62}{10,74 \cdot 10^5} = 1055 + 1040 = 2095 \text{ кг/см}^2 < R = 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем прогиб усиленной балки:

$$f = \frac{M_c l^2}{n_0 \cdot 10 E I_{xc}} + \frac{\Delta M_{\Delta} l^2}{n_1 \cdot 10 E I_{x06}} = \frac{10,01 \cdot 10^6 \cdot 1000^2}{1,1 \cdot 10 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 5,9 \cdot 10^5} + \frac{18 \cdot 10^6 \cdot 1000^2}{1,2 \cdot 10 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10,74 \cdot 10^5} = 0,8 + 0,8 = 1,6 \text{ см} < \frac{l}{400} = 2,5 \text{ см}.$$

Примечание к вариантам 1 и 2. Приведенные на схемах (рис. 78, б и в) усиленные сечения балки нетехнологичны, так как их осуществление вызывает большие объемы неудобной потолочной сварки для приварки усиливающей полосы к нижнему поясу.

Для повышения технологичности конструкции нижнюю полосу следует принять: в варианте 1 сечением 360×32 , в варианте 2 — сечением 360×16 , т. е. шире старого нижнего пояса, что дает возможность приварить эту полосу к нижнему поясу швами, выполняемыми в нижнем положении.

Расчет усиления по методике предельных состояний с учетом пластической стадии, по данным нагрузок варианта 2, производим следующим образом. Требуемая площадь усиливающей полосы по (50)

$$\Delta F_{\Delta} \approx \frac{(M_c + \Delta M_{\Delta}) y_c - R I_{xc}}{2,2 R \left(y_{06} \pm \frac{\delta_{\Delta}}{2} \right)^2} = \frac{(10,01 \cdot 10^6 + 18 \cdot 10^6) 62 - 2100 \cdot 5,9 \cdot 10^5}{2,2 \cdot 2100 \left(62 + \frac{2}{2} \right)^2} = 27 \text{ см}^2.$$

Принимаем усиливающие полосы сечением 230×12 и проверяем скомпанованное сечение:

$$I_{x06} = 5,9 \cdot 10^5 + 2 \cdot 23 \cdot 1,2 \left(62 + \frac{1,2}{2} \right)^2 = 8,06 \cdot 10^5 \text{ см}^4.$$

Упругий момент сопротивления

$$W_{x06} = \frac{8,06 \cdot 10^5}{62 + 1,2} = 12850 \text{ см}^3.$$

Пластический момент сопротивления

$$W_{x06}^n = 2S_1 = 2 \left[60 \cdot 1 \cdot 30 + 30 \cdot 2 \left(60 + \frac{2}{2} \right) + 23 \cdot 1,2 \times \left(62 + \frac{1,2}{2} \right) \right] = 14380 \text{ см}^3 < 1,2 W_{x06} = 1,2 \cdot 12850 \text{ см}^3.$$

Расчетные напряжения

$$\sigma = \frac{M_c + \Delta M_d}{W_{x\text{ об}}} = \frac{10,01 \cdot 10^6 + 18 \cdot 10^6}{14,38 \cdot 10^3} = 1960 \text{ кг/см}^2 < R = 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем прогиб

$$f = \frac{10,01 \cdot 10^6 \cdot 1000^3}{1,1 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 5,9 \cdot 10^5} + \frac{18 \cdot 10^6 \cdot 1000^3}{1,2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 8,06 \cdot 10^5} =$$

$$= 0,8 + 0,9 = 1,7 \text{ см} < \frac{l}{400} = 2,5 \text{ см}.$$

7. УСИЛЕНИЕ СВАРНЫХ ШВОВ ПОД НАГРУЗКОЙ

При проектировании усиления стальных конструкций часто возникает необходимость усиления сварных швов, прикрепляющих элементы к узлам в конструкциях, находящихся под нагрузкой.

Стыковые швы усилению не подлежат, так как их расчетная высота равна толщине стыкуемых деталей и наплавка валика шва сверху поверхности деталей не дает увеличения расчетной высоты шва, но создает дополнительную концентрацию местных напряжений, т. е. надраз, ослабляющий сварной стык, а не усиливающий его.

Усиление угловых швов практически осуществляется (рис. 79) увеличением длины или катета углового шва.

Если это необходимо, то производят одновременно удлинение и увеличение углового шва.

Увеличение длины сварного шва в узлах ферм является наиболее простым способом усиления, но оно возможно только за счет наложения лобовых швов, если они отсутствуют в усиливаемых элементах.

В этом случае основная расчетная формула удлиненного шва имеет вид:

$$\frac{N_c}{0,7h_c(l_c - 1 \text{ см})} + \frac{\Delta N_d}{0,7[h_c(l_c - 1 \text{ см}) + h_d(l_d - 1 \text{ см})]} \leq R_y^{св}, \quad (52)$$

где h_c, l_c — высота катета и длина швов до усиления;

h_d, l_d — высота катета и длина дополнительных усиливающих швов (например лобовых);

1 см — вычит на непровар в начале и кратер в конце сварки;

$R_y^{св}$ — расчетное сопротивление для угловых швов.

Однако удлинение сварных швов, прикрепляющих элемент в узле, не всегда возможно (нет места) и не всегда достаточно (можно наложить только лобовые швы, которых не всегда достаточно по расчету). Поэтому часто возникает необходимость в увеличении катетов угловых швов, прикрепляющих элемент к фасонке.

Распространено мнение, что производить усиление угловых швов в конструкциях, находящихся под нагрузкой, опасно, так как в зонах высоких температур, которые образуются в процессе сварки, основной металл и сварные соединения переходят в пластическое состояние и, таким образом, теряют несущую способность. Однако экспериментальные исследования, проведенные в

ЦНИИ Проектстальконструкция в 1963—1964 гг. [4], показали возможность производить усиление сварных швов в конструкциях, находящихся под нагрузкой, путем наплавки дополнительных слоев, увеличивающих высоту катета шва.

Наиболее благоприятны условия усиления, когда номинальное напряжение в усиливаемом шве от нагрузок, действующих в момент усиления, не превосходит расчетное сопротивление углового шва.

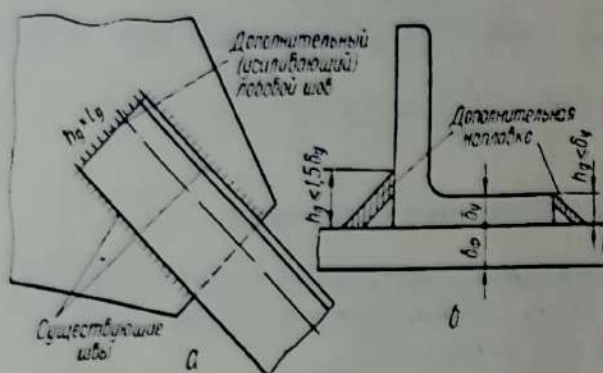


Рис. 79. Усиление угловых швов в узле фермы: а — увеличение длины шва за счет наложения лобового шва; б — увеличение высоты катетов угловых швов.

Это номинальное напряжение следует определять с исключением участка, имеющего температуру более 550°C . При этой температуре металл переходит в пластическое состояние и участок шва выключается из работы по восприятию усилия, передающегося от элемента на узловую фасонку.

Для определения номинального напряжения в шве от усилий, действующих в процессе усиления, служит формула [4].

$$\sigma_y^{св} = \frac{N_c}{0,7(\sum l_{ш} - A)} \leq R_y^{св}, \quad (53)$$

где $\sum l_{ш}$ — сумма длин всех швов, прикрепляющих элемент к фасонке;

A — подвижной участок усиливаемого шва, перешедший в пластическое состояние под действием температуры более 550°C и определяемый по формуле (выведена на основании теории тепловых процессов проф. Н. Н. Рыклина)

$$A = 0,149 \frac{m^2 S I_{св}}{\delta_{\phi}^2}; \quad (54)$$

m — коэффициент, учитывающий связь между толщиной свариваемой детали и увеличением катета усиливающего шва (рис. 80);

S — толщина наплавляемого слоя шва;

δ_{ϕ} — толщина узловой фасонки;

$I_{св}$ — величина сварочного тока, применяемая по данным разработанной технологии сварки по табл. 11.

Длины участков швов А, получивших температуру выше 550°С для наиболее часто встречающихся случаев, приведены в табл. 12.

Требуемую высоту катета углового шва после усиления определяют по формуле

Таблица 11

Диаметр электрода, мм	Сварочный ток, а, при положении сварки		
	нижнем	вертикальном	потолочном
4	160—200	120—160	110—150
5	200—250	—	—

Таблица 12

Высота катета шва, мм		Длина А, см, при толщине свариваемых деталей, мм		
до усиления	после усиления	12+8	16+10	20+12
6	8	2,9	2,3	2,1
7	9	3,1	2,4	2,2
8	10	3,4	2,5	2,3

$$h_{ш} \geq \frac{N_c + \Delta N_x}{0,7 (\Sigma I_{ш} - 1 \text{ см}) R_y^{св}}, \quad (55)$$

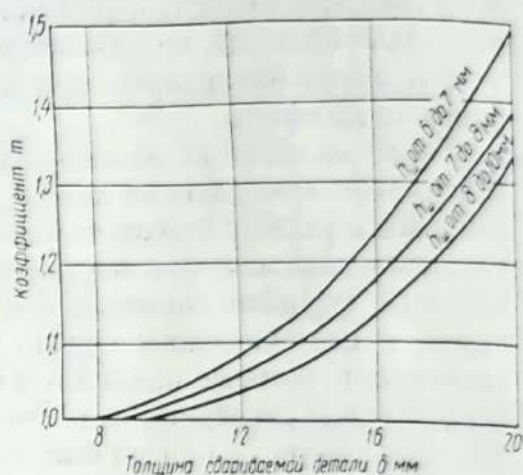


Рис. 80. График для определения коэффициента m в формуле (54).

т. е. предполагают, что шов после усиления равномерно воспринимает суммарное усилие.

При разработке технологии сварки усиления угловых швов рекомендуется соблюдать следующие условия:

номинальные напряжения в усиливаемых швах от нагрузок, действующих в момент усиления, не должны превышать 1500 кг/см²;

в первую очередь следует усиливать сварные швы в узлах нижнего пояса фермы, в последнюю — узлы по верхнему поясу;

при наплавке дополнительных слоев необходимо вносить возможно меньшее количество тепла в детали конструкции, для чего применяют электроды диаметром не более 4 мм, сварку производят не сразу для всех элементов, сходящихся в данном узле, а с перерывами (во время которых сварщик уходит для выполнения сварки в соседних узлах фермы), наплавляют слой толщиной не более 2 мм (при необходимости большей толщины наплавки ее осуществляют за несколько раз);

начало наплавки усиливающего слоя следует производить в местах дефектов усиливаемого шва (подрезы, наплывы, кратеры и др.), если они имеются, а если дефектов нет, то с любого удобного сварщику места;

работы по усилению сварных швов должен выполнять высококвалифицированный сварщик (5 разряда).

8. УСИЛЕНИЕ ЗАКЛЕПОЧНЫХ И БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИИ

В усиливаемых и восстанавливаемых стальных конструкциях часто встречаются монтажные узлы и соединения на заклепках или болтах.

При длительной эксплуатации клепаных узлов и стыков, особенно при интенсивных динамических и вибрационных воздействиях, стяжка пакета деталей отдельными заклепками ослабевает, и стержни заклепок получают возможность перемещаться в отверстиях, имеющих диаметр несколько больший, чем диаметр заклепки.

Это легко обнаружить при простукивании головок заклепок контрольным молотком.

Такие заклепки не обеспечивают надежной эксплуатации соединения и подлежат немедленной замене. Однако замена единичных дефектных заклепок в узлах и стыках вызывает значительные производственные затруднения, так как при постановке новой заклепки, вместо удаленной, нагретый стержень заклепки при остывании плотно стягивает пакет деталей, и многочисленны случаи ослабления стяжки пакета соседними заклепками, которые приходится также заменять, а при их замене ослабевают новые заклепки и т. д. Это приводит к вынужденной замене большого количества, а иногда и всех заклепок в узле или стыке.

С 1960 г. получили распространение предварительно напряженные высокопрочные болты, широко применяемые при ремонтах металлических клепаных мостов, путепроводов, подкрановых балок и других клепаных конструкций, а также для монтажа сварных и клепаных стальных конструкций, особенно в каркасах, подверженных значительным динамическим и вибрационным воздействиям. Они отличаются от обычных тем, что при постановке их в узлах и стыках производится очень плотная стяжка пакета деталей путем предварительного натяжения болта на заданную величину (гайку болта заворачивают до достижения определенного крутящего момента).

В соединениях на высокопрочных болтах взаимному смещению деталей от действующих в них сдвигающих усилий препятствует не работа стержня болта на срез или смятие стенок отверстия, как это имеет место в обычных болтовых соединениях, а силы трения, возникающие в плоскостях соприкосновения деталей вокруг предварительно напряженного болта (рис. 81) и действующие постоянно на протяжении всего периода эксплуатации сооружения.

Соединения на предварительно напряженных высокопрочных болтах имеют следующие преимущества по сравнению с клепаными:

монолитность, отсутствие взаимного сдвига деталей в пакете при эксплуатации конструкций;

все усилия в соединении воспринимаются силами трения в плоскостях соприкосновения деталей, поэтому ослабление деталей отверстиями для болтов в расчетах не учитывается;

установка болтов происходит в холодном состоянии без нагрева стержня, что по сравнению с горячей клепкой существенно облегчает производство монтажных работ;

большая надежность.

Ввиду того, что прочность соединения зависит от величины сил трения, эффективность возрастает с увеличением силы предварительного натяжения болта, зависящей от прочности стали, из которой изготовлен болт.

По этой причине предварительно напряженные болты изготавливаются из стали повышенной и высокой прочности (углеродистой марки 35—40 — закаленной, термообработанной хромистой 40Х и др.).

Несущая способность одного предварительно напряженного высокопрочного болта по методике предельных состояний определяется из выражения

$$N_6 = P_6 f m_6 n_T, \quad (56)$$

где n_T — количество плоскостей трения в пакете (аналогично плоскостям среза, в обычных болтах);

m_6 — коэффициент условий работы, учитывающий возможность «недонапряжения» болта (принимается равным 0,9);

f — коэффициент трения, зависящий от состояния трущихся поверхностей и принимаемый по табл. 29 СНиП II-V.3—62 при обжиге или пневматической обработке $f=0,45$; при очистке стальными щетками $f=0,35$; без очистки, при частичной смене заклепок или болтов, $f=0,25$;

P_6 — сила предварительного натяжения болта, определяемая по формуле

$$P_6 = 0,6 \sigma_b^6 F_{нт}^6, \quad (57)$$

где σ_b^6 — предел прочности болта, принимаемый по п. 2. 10 СНиП II-V.3—62 для стали Ст. 5 и 40 (закаленные) не ниже 10000 кг/см^2 , для закаленных легированных сталей не ниже 13000 кг/см^2 ;

$F_{нт}^6$ — площадь сечения болта «нетто» по резьбе.

Для обеспечения заданного натяжения болта крутящий момент при окончании завинчивания гайки должен иметь величину, определяемую опытным путем или по формуле

$$M_{кр} = K_T P_6 d_6, \quad (58)$$

где d_6 — диаметр стержня болта;

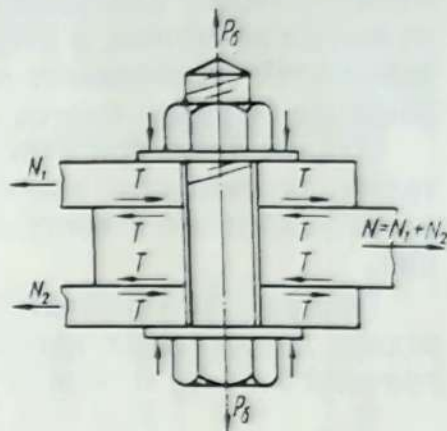


Рис. 81. Схема усилий в соединении высокопрочным предварительно напряженным болтом.

P_6 — сила натяжения болта по (57);
 K_T — коэффициент трения (по данным ЦНИИ ПСК имеет величину 0,193).

Как видно из (56), несущая способность высокопрочного болта зависит от степени очистки поверхностей сопротивления деталей, однако применять очистку при ремонтных работах и при усилении узлов и стыков не всегда возможно, а постановка высокопрочных болтов без очистки поверхностей обеспечивает несущую способность несколько ниже, чем для обычных (черных) болтов нормальной точности.

Однако даже при этих условиях рационально применять предварительно напряженные высокопрочные болты, создающие большую надежность усиленных и восстановленных или отремонтированных конструкций.

При расчете усилений и реконструкции стальных конструкций по методике допускаемых напряжений допускаемое усилие на один высокопрочный болт N_6^n можно определить по формуле

$$N_6^n = \frac{N_6}{n_{cp}}, \quad (59)$$

где N_6 — несущая способность 1 болта, определяемая по (56);
 n_{cp} — средний коэффициент перегрузки (для большинства случаев — 1,2).

Данные для расчета предварительно напряженных высокопрочных болтов приведены в табл. 13.

Таблица 13

Диаметр болта (стержня), мм	16	18	20	22	24
Диаметр отверстия, мм	19	21	23	25	27
Площадь сечения, см ² :					
брутто — стержня	2,01	2,55	3,14	3,80	4,52
нетто — по резьбе	1,44	1,75	2,25	2,81	3,24

Болты из стали Ст. 5 или 35 и 40 закаленные (для расчета по методике предельных состояний)

Расчетные:					
натяжение болта, т	9,10	11,05	14,80	17,8	20,4
крутящий момент, кг·м	28,1	38,4	55,0	76,0	95,0

Диаметр болта (стержня), мм	16	18	20	22	24
Несущая способность одного болта, т:					
очистка стальными щетками	2,85	3,46	4,45	5,56	6,41
огневая очистка или опескоструивание	3,67	4,46	5,73	7,15	8,25
без очистки	2,04	2,48	3,19	3,98	4,59

Болты из стали 40X термообработанной (для расчета по методике предельных состояний)

Расчетные:					
натяжение болта, т	11,2	13,65	17,6	22,0	25,2
крутящий момент, кг·м	34,5	47,5	68,0	93,5	117
Несущая способность одного болта, т:					
очистка стальными щетками	3,53	4,29	5,52	6,89	7,95
огневая очистка или опескоструивание	4,54	5,52	7,09	8,85	10,2
без очистки	2,52	3,07	3,94	4,92	5,68

Болты из стали Ст. 5 или 35 и 40 закаленные (для расчета по методике допускаемых напряжений)

Допускаемые усилия на один болт:					
очистка стальными щетками	2,37	2,89	3,70	4,62	5,35
огневая очистка или опескоструивание	3,06	3,72	4,76	5,95	6,85
без очистки	1,70	2,06	2,65	3,31	3,81

Болты из стали 40X термообработанные (для расчета по методике допускаемых напряжений)

Допускаемые усилия на один болт:					
очистка стальными щетками	2,94	3,57	4,62	5,75	6,62
огневая очистка или опескоструивание	3,79	4,60	5,90	7,40	8,45
без очистки	2,10	2,56	3,28	4,10	4,72

Примечания: 1. Расчетный предел прочности высокопрочных болтов принят для стали Ст. 5, 35 и 40 (закаленных) $10\,500\text{ кг/см}^2$, для 40X — $13\,000\text{ кг/см}^2$.

2. Допускаемые усилия на один болт по методике допускаемых напряжений получены путем деления несущей способности болтов по методике предельных состояний на средний коэффициент перегрузки 1,2. При ином значении коэффициентов перегрузок следует скорректировать допускаемые усилия на один болт.

3. Расчетные напряжения болта и крутящий момент для завинчивания гаек имеют одинаковые значения как в методике предельных напряжений, так и в методике допускаемых напряжений.

Расстановка высокопрочных болтов в узлах и стыках осуществляется по тем же правилам, что и обычные болты нормальной точности (черные).

Производство работ осуществляется в соответствии с «Временными указаниями по применению высокопрочных болтов при изготовлении и монтаже строительных стальных конструкций» (СН 299—64), а также по рекомендациям, изложенным ниже.

Высокопрочные болты и гайки из стали МСт. 5сп (ГОСТ 380—60 *) должны быть термически обработанными, пройти закалку и последующий отпуск и иметь механические свойства по данным табл. 14.

Таблица 14

Наименование	Марка стали	Временное сопротивление разрыву, кг/мм ²	Твердость	
			по Бринелю	по Роквеллу, шкала С
Болты	Ст. 5, 35, 40 40Х	Не менее 105 Не менее 130, но не более 150	— 269—388	— —
Гайки	МСт. 5сп 35, 40 40Х	—	269—388	—
Шайбы	МСт. 5сп 30	—	—	35—40

По техническим требованиям болты и шайбы должны соответствовать ГОСТ 1759—62, а гайки — ГОСТ 6960—54, по размерам болты — ГОСТ 7798—62, гайки — ГОСТ 5915—62, шайбы — ГОСТ 6957—54 *.

Шайбы должны иметь диаметр на один размер больший, чем диаметр болта: для болтов 18 мм шайба берется как для болта диаметром 20 мм и т. п. Отклонение поверхностей шайб от плоскости — не более 0,5 мм.

Постановка предварительно напряженных высокопрочных болтов осуществляется специальными гаечными ключами или гайковертами (с тарированным крутящим моментом). Рабочие должны пройти специальную подготовку и иметь удостоверение на право производства работ по установке болтов данного типа.

Отверстия в собранных пакетах деталей узлов или стыков должны удовлетворять следующим требованиям:

Отклонения от номинального диаметра, а также овальность (разница между наибольшим и наименьшим диаметрами), мм:

для отверстий диаметром до 17 мм От 0 до +1
для отверстий диаметром более 17 мм От 0 до +1,5

Чернота — несовпадение отверстий в деталях собранного пакета, проц.:

до 1 мм	До 50
свыше 1 мм до 1,5	До 10

Должно быть обеспечено плотное прилегание головки и гайки болта к шайбам, а шайб к поверхности собранных деталей. Заусенцы вокруг отверстий и по краям деталей необходимо полностью удалить.

Поверхности деталей пакета, соединяемого высокопрочными болтами, должны быть чистыми, сухими и не должны иметь ржавчину. Эти поверхности нельзя грунтовать, окрашивать или оцинковывать.

Во всех случаях, когда это возможно, следует производить очистку поверхностей деталей в местах установки предварительно напряженных болтов. Применяется очистка огневая, пневматическая и ручная (стальными щетками). При огневой очистке применяют кислородно-ацетиленовое, кислородно-пропанбутановое или иное пламя с 30% избытка кислорода. Оставшиеся при очистке окалину и продукты загрязнения удаляют мягкими проволочными щетками, чистой сухой ветошью и т. д.

Перед пневматической очисткой удаляют жировые загрязнения с помощью уайт-спирита и бензина. Сжатый воздух, поступающий в пескоструйный аппарат, пропускают предварительно через маслораспределитель. Качество очистки поверхностей соприкасающихся деталей тщательно контролируют, результаты записывают в журнале или составляют акт на скрытые работы.

Сборку монтажных узлов и стыков производят сразу на высокопрочных болтах и пробках. Замену пробок осуществляют только после натяжения болтов на полное расчетное усилие.

Все болты и шайбы до установки должны быть осмотрены и тщательно очищены от смазки, грязи, ржавчины и протерты ветошью.

Перед установкой болтов прогоняют гайки на всю длину резьбы, при этом они должны без смазки легко навинчиваться усилием руки (без ключа). Перед натяжением болта резьбу гайки (но не резьбу болта) рекомендуют слегка смазать минеральным маслом.

Ключи и гайковерты, которыми производят предварительное натяжение болтов, должны 2 раза в смену (перед началом работ и в середине смены) подвергаться контрольной тарировке на заданный крутящий момент, с записью результатов в журнале.

Каждый болт снабжается двумя шайбами. Запрещается ставить более одной шайбы с каждого конца болта. В поставленном и натянутом болте с каждой стороны гайки должно оставаться не менее трех ниток резьбы.

Расчетное усилие предварительного натяжения болта образуется путем завинчивания гайки на заданный крутящий момент, при этом допускается отклонение фактического натяжения от проектного не более чем на $\pm 5\%$. Каждый натянутый на заданное усилие болт отмечают

краской, не содержащей масла. Для получения заданного в проекте натяжения болта величину крутящего момента следует определять для каждой партии болтов опытным путем (5% болтов из партии, но не менее 20 шт.). Натяжение болтов осуществляется в строгой последовательности от середины узла или стыка к краям.

Перед расчетным натяжением болтов собранный пакет плотно стягивают и проверяют щупом толщиной 0,3 мм, который не должен проходить между собранными деталями более чем на 40 мм.

Плотность соединения после затягивания всех болтов до расчетного натяжения проверяется щупом толщиной 0,05 мм (он не должен проникать вглубь пакета против установленных болтов).

При невыполнении этих требований узел или стык разбирают, производят подготовку деталей и собирают вновь.

Для надежной эксплуатации узлов и стыков с предварительно напряженными высокопрочными болтами их следует контролировать, проверяя крутящие моменты заворачивания гаек с помощью контрольного ключа или гайковерта, прошедшего тарировку непосредственно перед контролем.

Количество контролируемых болтов должно быть следующим:

В соединениях, имеющих до 5 болтов	100%
То же, 6—20 »	Не менее 5 шт.
» более 20 »	Не менее 25%

Если обнаруживаются отклонения крутящих моментов более чем на $\pm 5\%$ от заданной величины в 10% и более контролируемых болтов, то контролю подвергают 100% болтов в данном узле или стыке.

Обнаруженные недотянутые болты подтягивают, перетянутые отпускают.

На каждом соединении, узле, стыке с предварительно напряженными высокопрочными болтами наносится белой краской трафарет с клеймом бригады, установившей болты, и контролера, проверявшего крутящие моменты, примененные для довертывания гаек.

При сдаче-приемке выполненных соединений на высокопрочных болтах предъявляют:

журнал или акты контроля качества подготовки соприкасающихся поверхностей деталей;

журнал о постановке, натяжении и контроле болтов;

сертификаты на болты, гайки, шайбы.

В процессе эксплуатации следует наблюдать за узлами и стыками на высокопрочных болтах и один или два раза в год проверять их натяжение (контролем крутящих моментов или отстукиванием контрольным молотком 0,4—0,5 кг).

ГЛАВА VI

ЭКСПЛУАТАЦИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

1. СЛУЖБА ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Все здания и сооружения должны быть долговечными, обеспечивать расчетный срок службы без снижения заданных эксплуатационных качеств.

По расчетным срокам службы капитальные здания и сооружения делят на четыре класса:

I	Более 90 лет	III	30—60 лет
II	60—90 »	IV	15—30 »

При расчетном сроке службы менее 15 лет здания и сооружения считают временными.

Для зданий и сооружений предприятий металлургической промышленности расчетные сроки службы зависят как от класса, так и от группы агрессивной среды (табл. 15) данного производства и составляют по данным НИИЖБ для агрессивной среды [9, 10]:

I-Г, IV-A, IV-B	60 лет	I-B, II-A, III-B, III-B	40 лет
I-A, I-B	50 »	II-B, III-A	30 »

Однако указанные расчетные сроки службы могут быть значительно удлинены при надлежащей эксплуатации зданий и сооружений, соблюдении определенных правил эксплуатации и своевременном проведении всех видов ремонтов: текущего, профилактического, капитального и восстановительного.

Опыт показывает, что долговечность зданий и сооружений находится в прямой зависимости от организации службы эксплуатации, особенно на предприятиях с тяжелым режимом работы мостовых кранов и сильным воздействием на конструкции агрессивной среды. Так, например, на заводах металлургической промышленности наблюдаются случаи, когда в течение 5—10 лет эксплуатации в отдельных зданиях несущие стальные конструкции выходят из строя либо вследствие аварий от непредусмотренных проектом механических воздействий, либо по причине глубокой коррозии, разрушившей элементы стальных конструкций до полной потери ими несущей способности.

Служба эксплуатации зданий и сооружений комплектуется инспекторами-смотрителями (инженерами или техниками строителями) и воз-

Класс среды	Индекс группы	Среда помещения в основных зданиях заводов черной металлургии	Параметры	
			Тепловыделение, ккал/м³	Преобладающие газы
I	I-A	Сухая газовая с большими лучистыми и конвективными тепловыделениями, малоактивными газами и пылью в воздухе	Более 200	CO, CO ₂ , SO ₂ и окислы металлов
I	I-B	То же, со значительными тепловыделениями и малоактивными газами и пылью	100—200	То же
I	I-B	То же, со значительными тепловыделениями и активными газами и пылью	100—200	NH ₃ , H ₂ S, P ₂ O ₅ , As ₂ O ₃ , N ₂ O ₅
I	I-Г	То же, с тепловыделениями, в 2—3 раза превышающими теплопотери через ограждение, малоактивными газами и пылью в воздухе	60—100	CO, CO ₂ , SO ₂ и окислы металлов
II	II-A	Парообразная с повышенной температурой без агрессивных реагентов в воздухе и жидкости	60—100	Водяной пар
II	II-B	То же, с агрессивными реагентами в туманах и жидкостях	60—100	NH ₃ , SO ₂
III	III-A	С нормальной температурой, высокой влажностью воздуха и проливами кислых растворов	30	—
III	III-B	То же, с проливами щелочных растворов	30	—
III	III-B	То же, с проливами растворов средних солей	30	—
IV	IV-A	С положительной температурой и нормальной влажностью воздуха, без химических реагентов	30	—
V	IV-B	С переменной температурой и влажностью воздуха, близкой к окружающему воздуху	—	—

Таблица 15

воздушной среды под покрытием					Возможный нагрев поверхности лучистым теплом, град				
Преобладающие виды пыли (соли) и рН	Температура t , град С		Относительная влажность, проц.	Интенсивность лу- чистого нагрева, ккал/см ² .мин					
	макси- мальная	мини- мальная			колонн	подкрановых балок	нижнего поя- са строиль- ных ферм	внутренней сторона по- крытия	внутренней сторона рабо- чей площадки
Соединение FeS и гра- фит	70—100	>50	10—20	1,5—3,5	<200 >100	<200 >100	<150 >100	<150 >100	>150
То же	60—70	>40	<45	0,5—1,4	<150 >70	<100 >50	<90 >60	<90 >60	>100
pH > 7 pH < 7	60—70	>40	<45	0,5—1,4	<150 >70	<100 >50	<90 >60	<90 >60	>100
Соединения FeS и гра- фит	30—40	10—15	50—70	<0,5	<70 >30	<60 >30	<50 >20	<50	—
—	30—50	От 0 до 10	90—100	—	20—50	20—50	20—50	t пере- ходит через 0°	—
ZnSO ₄ , NiSO ₄ и т. п.	30—50	10—20	70—90	—	20—30	20—30	20—30	> t росы	—
pH < 7	15—20	10—15	50—90	—	10—20	10—20	10—20	> t росы	—
pH < 7	15—20	10—15	50—90	—	10—20	10—20	10—20	То же	—
pH = 7	15—20	10—15	50—90	—	10—20	10—20	10—20	То же	—
—	15—20	10—15	45—60	—	10—20	10—20	10—20	То же	—
—	t_{II}	t_{II}	φ_{II}	—	t переходит через 0°				

главляется главным инженером-смотрителем, подчиненным непосредственно директору или главному инженеру предприятия.

Одному инженеру-смотрителю можно поручить наблюдение за строительными конструкциями примерно следующих производственных площадей промзданий (тыс. м²) при режимах эксплуатации:

Тяжелом	50—80
Среднем	80—120
Легком	120—160

Указанные нормы являются ориентировочными и должны быть уточнены в конкретных условиях каждого предприятия.

В обязанности инспектора-смотрителя зданий и сооружений должны входить следующие работы:

1. Участие в комиссии по приемке здания или сооружения в эксплуатацию; проверка соответствия примененных строительных материалов указанным в проекте и качества выполненных строительно-монтажных работ; установление контрольными взвешиваниями фактических весов кровельных, стеновых и других плит, утеплителей; подбор документации на все изменения и отклонения от проекта, представляемые лицами, сдающими объект в эксплуатацию.

2. Регулярные осмотры всех ответственных узлов и элементов несущего каркаса здания или совмещенных несущих и ограждающих конструкций оболочек (трубопроводов, резервуаров, бункеров, силосов и т. п.); результаты осмотра должны быть отражены в специальной шнуровой книге для данного объекта. С записью в книге должно быть ознакомлено руководство данного цеха.

3. Наблюдение за правильной эксплуатацией зданий и сооружений, своевременной уборкой снега, технологической пыли и других случайных нагрузок.

Нарушения со стороны эксплуатации отражаются в шнуровой книге и рапортах начальнику или механику пролета, цеха, главному механику завода или дирекции предприятия, в зависимости от вида нарушения и правомочности пресечения данного нарушения.

4. Технический надзор за очисткой, окраской и ремонтом элементов строительных конструкций, участие в приемке этих работ администрацией цеха перед возобновлением эксплуатации ремонтируемого участка.

5. Организация периодических геодезических съемок и другие замеры: осадок опор, вертикальности стоек и колонн, определение положения подкрановых путей, проверка прогибов изгибаемых элементов и т. п.

6. Курирование групп научно-исследовательских и проектных организаций, привлекаемых для обследования строительных конструкций при авариях, аварийных или угрожающих состояниях на отдельных участках зданий и сооружений.

7. Участие в приемке в эксплуатацию строительных конструкций после их реконструкции и усиления; в разработке предложений по улучшению условий эксплуатации (снижение динамических и вибрационных воздействий, уменьшение степени агрессивности воздушной среды или жидкостей, действующих непосредственно на конструкции); в работе комиссий и совещаний, связанных с вопросами эксплуатации зданий и сооружений, за которыми закреплен инспектор-смотритель.

8. Ведение делопроизводства по эксплуатации строительной части объекта, за которым поручено наблюдение, при этом в службе эксплуатации должна быть сохранена вся необходимая техническая документация и переписка со времени ввода в эксплуатацию и до сноса здания по истечении срока службы или по иным причинам, после чего эта документация передается в архив.

При укомплектовании службы эксплуатации рекомендуется привлекать инженеров и техников строителей, имеющих опыт проектирования и производства строительно-монтажных работ.

2. ОСНОВНЫЕ ПРАВИЛА ЭКСПЛУАТАЦИИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Долговечная и надежная эксплуатация стальных конструкций промышленных зданий и сооружений обеспечивается только в случаях, когда конструктивная схема, эксплуатационные нагрузки и режим эксплуатации выдерживаются в соответствии с исходными данными, принятыми в проекте.

Так как промышленные здания и сооружения, за редким исключением, не имеют инструкций по эксплуатации, следует установить, чтобы такая инструкция была обязательной составной частью каждого проекта.

Ниже приведены некоторые общие правила, которые могут быть включены в инструкцию по эксплуатации стальных конструкций.

1. За эксплуатацией стальных конструкций должно быть установлено систематическое наблюдение и технический надзор со стороны специальной службы эксплуатации.

2. Все стальные конструкции следует регулярно очищать от ржавчины и окрашивать (привести сроки и рекомендации по составу красителей).

3. При местных неисправностях и повреждениях болтовых, заклепочных и сварных соединений, погнутостях и разрывах деталей элементов и узлов необходимо обеспечить срочный и высококачественный ремонт, не допуская действия эксплуатационных нагрузок до исправления повреждений.

4. Необходимо проверять, чтобы фактическая схема несущего каркаса соответствовала расчетной (следует указать, какие детали и крепления обеспечивают жесткость или шарнирность, неразрезность или раз-

резность балок и ферм, где расположены подвижные и неподвижные опоры и т. п.).

5. Обеспечить постоянное наблюдение за величиной, местами приложения и сочетаниями всех эксплуатационных нагрузок с тем, чтобы фактические нагрузки не превышали нормативных, принятых в проекте:

следить за регулярной и безотлагательной уборкой снега с кровли, особенно после обильных снегопадов (указать проектную нагрузку от снега и ее распределение по кровле);

производить своевременную уборку с кровли технологической пыли, не допуская скопления ее в количествах, превышающих принятые в проекте (указать, какая нагрузка от пыли и с каким ее расположением принята в проекте);

проверять соответствие фактического веса крупнопанельных кровельных плит цементной стяжки и утеплителя весам, принятым в проекте;

сличать данные о максимальных нагрузках на колеса мостовых кранов по их паспортам с принятыми в проекте;

обеспечить минимальные динамические воздействия от крановой нагрузки за счет своевременного ремонта и рихтовки подкрановых путей, ликвидации перекосов кранового моста в плане, достижения плавности при подъемах грузов, торможении при подъеме и опускании, торможении тележки и моста крана и т. п.

6. Не допускать подвески грузов при ремонтных и других работах в местах, не оговоренных в проекте (указать, где и какие грузы можно подвешивать к стропильным и подстропильным фермам и другим элементам).

Особо опасными являются прикрепления грузовых и отводных блоков между узлами ферм, когда создается местный изгиб и местные погнутости, особенно опасные в сжатых элементах ферм.

7. Следует производить систематические наблюдения за фактическими положениями и деформациями элементов, не допуская их увеличения до размеров, превышающих установленные допусками на изготовление и монтаж стальных конструкций, и предельных прогибов изгибаемых элементов. В «Инструкции» необходимо привести таблицу с перечнем предельных отклонений основных элементов стального каркаса от проектного положения, установленных СНиП III-B. 5—62 и предельных прогибов по СНиП II-B.3—62.

Такие наблюдения рекомендуется производить в зданиях с тяжелым режимом эксплуатации не реже 1 раза в квартал, а в зданиях со средним и легким режимами — 1 раз в 1—3 года в зависимости от особенностей эксплуатации данного сооружения.

8. В те же сроки, что указаны в п. 7, следует проверять состояние болтовых, заклепочных и сварных соединений в основных узлах стального каркаса промышленного здания:

натяжение анкерных болтов в базах (башмаках) стоек и колонн;
крепление подкрановых балок и тормозных конструкций к колоннам;
крепление стропильных и подстропильных ферм к верхушкам стоек и колонн;

стыки поясов стропильных и подстропильных ферм, подкрановых балок и других изгибаемых и растянутых элементов;

крепление связей, особенно по колоннам, по нижним поясам стропильных ферм и по фонарям и т. п.

В листовых конструкциях особо контролировать соединения в местах резкого изменения формы (соединение корпуса резервуара с днищем и кровлей и др.).

9. В фермах с подвижными опорами необходимо систематически следить за состоянием катковых опор и положением катков, сравнивая их с данными проекта для действующей в момент контроля температуры (привести таблицу положения катков при разной температуре);

10. Нельзя допускать, чтобы в процессе эксплуатации изменяли расчетные и конструктивные схемы несущего каркаса здания или сооружения;

убирали или переставляли якобы мешающие эксплуатации связи; вырезали отверстия и создавали выемки в полках, стенках элементов и узловых фасонках;

снимали (в том числе и временно) стойки, подвески, раскосы и другие детали решетчатых элементов (ферм, колонн и т. п.);

заглушали шарниры или создавали их в местах жестких сопряжений элементов и т. п.

В тех случаях, когда возникает необходимость в установке дополнительных рабочих площадок, подвеске трубопроводов, вентиляционных устройств и т. п., все эти дополнения к каркасу необходимо согласовывать с организацией, выполнившей проект данного объекта.

11. Следует предупреждать пластические разрушения деталей и элементов несущего каркаса, признаками которых будут нарастающие со временем деформации (прогибы) изгибаемых элементов стальных конструкций. При появлении таких признаков, устанавливаемых суточными замерами, необходимо немедленно эвакуировать из угрожаемой зоны людей и оборудование, укрепить временно конструкции, не допуская их обрушения. Дальнейшие меры должна определить специальная комиссия по расследованию аварийного состояния.

12. Особое внимание необходимо уделять устранению условий, способствующих переходу стальных конструкций в хрупкое состояние: неблагоприятного сочетания отрицательной температуры, наличия острых «надразов», расположенных перпендикулярно потоку растягивающих усилий, высоких местных напряжений — остаточных или от внешних на-

грузок. Такое сочетание особо опасно для «кипящей» углеродистой стали обыкновенного качества при толщине деталей более 6—8 мм.

Необходимо внимательно следить, чтобы в конструкциях, эксплуатируемых на морозе, не появились хрупкие трещины, и принимать соответствующие меры по предотвращению аварии, которая может произойти при распространении возникшей хрупкой трещины по всему сечению элемента. Надо следить также, чтобы не возникали усталостные трещины при динамических нагрузках.

13. Необходимо регулярно контролировать степень агрессивности среды в процессе эксплуатации и своевременно ликвидировать отклонения от условий, принятых в технологической части проекта.

14. При наличии сильно агрессивной среды, например на предприятиях металлургической и химической промышленности и т. п., необходимо регулярно контролировать и своевременно восстанавливать защитные антикоррозионные покрытия стальных элементов.

15. Во время ремонтов ограждающих конструкций, кровель, стен или при усилении несущих конструкций нужно обеспечить устойчивость и неизменяемость каркаса в ремонтируемом участке на всех этапах ремонта или усиления; для крупных ремонтов должен быть составлен соответствующий ППР.

Для наблюдений за несущими конструкциями стальных каркасов зданий и сооружений в процессе эксплуатации проектом должны быть предусмотрены и к моменту сдачи объекта в эксплуатацию изготовлены: специальные подмости для осмотра стропильных и подстропильных ферм, устанавливаемые во время осмотра на мостовых кранах, а где кранов нет — временные подмости, укрепляемые на фермах;

стремянки и временные подмости для осмотра колонн и подкрановых балок;

постоянные смотровые приспособления, обеспечивающие свободный и безопасный доступ к контролируемым узлам, для регулярного осмотра наиболее ответственных узлов, например, сопряжений стропильных и подстропильных ферм с колоннами, прикреплений подкрановых балок и тормозных конструкций к колоннам и т. п.

Конструкции смотровых приспособлений должны быть легкими, удобными и безопасными, как это имеет место в металлических пролетных строениях железнодорожных и автодорожных мостов.

3. О ВОЗДЕЙСТВИЯХ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ СРЕДЫ НА СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

В процессе эксплуатации на стальные конструкции промышленных зданий и сооружений, кроме механических воздействий от эксплуатационных нагрузок, серьезное влияние оказывает окружающая среда, особенно, если она имеет агрессивный характер, вызывает химическую или

электрохимическую коррозию стали, от которой стальной каркас может быстро потерять несущую способность, если не принять своевременных мер.

Стальные конструкции промышленных зданий подвергаются действию главным образом газовой — воздушной агрессивной среды, степень агрессивности которой зависит от влажности, температуры, концентрации агрессивных газов, фильтрующей способности материала конструкции и др.

Воздушную среду в зависимости от влажности (%) подразделяют на три группы [9, 10]:

С малой влажностью	До 60
Со средней »	60—75
С высокой »	Более 75

Внутренняя среда зданий основных цехов черной металлургии делится на 4 класса:

I	Сухая газовая
II	Влажная газовая
III	Жидкостная
IV	Нейтральная

Каждый из классов, в зависимости от параметров, подразделяется на группы (см. табл. 15).

Перечень основных цехов предприятий металлургической промышленности с разбивкой на классы и группы той или иной агрессивной среды приведен в табл. 16 [9].

Практическое использование данных табл. 15 и 16 дает возможность оптимального выбора защитных покрытий, надежно предохраняющих стальные конструкции от коррозии в той или иной агрессивной среде.

Таблица 16

Класс среды	Индекс группы	Наименование цехов и отделений
I	I-A	Литейные дворы и поддоменники печей объемом 2000 м ³ и более; здание миксера — площадка слива чугуна в чугуновозные ковши; главное здание мартеновского цеха с печами 450—900 т, конверторные цеха с конверторами 40 т и более; электросталеплавильный цех с печами 180 т; отделение разделения слитков при весе их 12—30 т; отделение нагревательных колодцев обжимных цехов при числе колодцев более 7 и весе слитков более 12 т; склады заготовок прокатных цехов, участок нагревательных (камерных с выдвижными подами) и методических печей, при числе их более 6; холодильники с воздушным охлаждением крупносортовых, среднесортовых, толстолистовых и среднелистовых цехов, узел моталок и туннель для транспортирования горячекатаных рулонов, борова коксовых батарей

Класс среды	Индекс группы	Наименование цехов и отделений
I	I-Б	Литейные дворы и поддоменники печей объемом до 1700 м ³ ; главное здание мартеновских печей с печами 100—400 т, конверторные и бессемеровские цехи с конверторами 10—30 т; здание миксера с емкостью миксеров 900—1300 т, электросталеплавильный цех с печами 80 т, отделение разливания слитков при весе их 6—12 т, отделение шахтных электропечей заводов ферросплавов, отделение нагревательных колодцев обжимного цеха при числе их до 7 и весе слитков до 12 т, участок нагревательных и методических печей при числе их от 3 до 6, холодильники стеллажного типа — трубопрокатных, мелкосортных и тонколистовых цехов, цехи печной сварки труб, цехи вертикальной прошивки труб, склад горячекатаных рулонов и участок больших копаковых печей цехов холодной прокатки листа; отделение агломашии с площадью спекания 200 м ² и более
I	I-В	Отделение возврата аглофабрик, поддоменники со стороны шлаковозных путей, рабочие площадки коксовых батарей, газогенераторная, электрогазоочистка, отделение горячего лужения и цинкования и т. п.
I	I-Г	Отделение спекательных машин аглофабрик с площадью спекания 50—75 м ² , чугунолитейные и фасонно-сталелитейные цехи с емкостью печей менее 100 т, конверторные отделения с емкостью конверторов менее 10 т, электросталелитейные цехи с емкостью печей менее 50 т, труболитейные цехи, дворы изложниц, отделения подготовки изложниц, участки нагревательных печей мелкосортных станов с числом печей менее 1—2, отделение станов и адьюстажей горячей прокатки тонкого листа, отделение холодильников (в виде подвесных конвейеров) проволоко-волоочильных цехов, термические отделения трубоволоочильных цехов, отделения малых копаковых печей цехов холодной прокатки и отделение разделки горячекатаных рулонов тонкого листа, участки огневой зачистки слябов и блюмсов склада заготовок, отделение разделки горячего скрапа, отделение котлов-утилизаторов мартеновского цеха, котельные ТЭЦ и ПВС, отделение ремонта конверторов и ковшей конверторных цехов и т. п.
II	II-A	Галереи разливочной машины доменного цеха, градирии, душирующие установки для охлаждения изложниц, помещения блюмингов и слябингов, скрапные пролеты прокатных цехов, холодильники с водяным охлаждением трубопрокатных цехов, транспортеры, перемещающие влажные и парящие сыпучие материалы
II	II-Б	Отделения смещения возврата с влажной шихтой аглофабрик, цех мокрой газоочистки, гальванические цехи — никелировочные, хромировочные, оцинковочные, аккумуляторные и т. п.
III	III-A	Травильные отделения листопрокатных и трубопрокатных цехов, цехи электролиза водных растворов, сушильные башни коксовых цехов, грануляционные установки доменных цехов, сульфатные и бензолные отделения, сероочистка коксохимических заводов

Класс среды	Индекс группы	Наименование цехов и отделений
III	III-Б	Скрубберные установки, отделения обезжиривания металла и нейтрализация щелочными растворами в листопрокатных цехах, промывочные фабрики, применяющие морскую воду и т. п.
III	III-В	Отделения кристаллизации нейтральных растворов, флотационные фабрики, углеобогатительные фабрики, радиальные сгустители угольного шлама и т. п.
IV	IV-А	Машинные залы ТЭЦ, ПВС и прокатных цехов, вальцетокарные, ремонтно-механические, электроремонтные, трубоволоочильные и трубосварочные цехи, котельносварочные цехи, компрессорные и эксгаустерные отделения, отделения холодной прокатки листа, цех жести (разрезка, обработка, упаковка), метизные и калибровочные цехи, экспресс-лаборатории и т. п.
IV	IV-Б	Шихтовые дворы, шихтовые открьлки мартеновских цехов, отделения брикетирования и разделки холодного скрапа, склады оборудования, огнеупорных изделий и готовой продукции прокатных и трубопрокатных цехов, главные магазины, углеподготовительный цех (вагоноопрокидыватель, силосный склад угля), здание дробления и смешения угля, угольная башня и коксосортировочное отделение, галереи и перегрузочные узлы для транспортирования сухих, несмерзающихся материалов.

Ниже приведены описания агрессивных воздействий на различные элементы несущих каркасов зданий цехов предприятий черной металлургии, учитываемые при разработке защиты от коррозии и других агрессивных воздействий.

Колонны испытывают механические удары грузов, перевозимых кранами с гибким подвесом. Температура на поверхности колонн, расположенных вблизи нагревательных колодцев, методических и мартеновских печей, конверторов может достигать $+200^{\circ}\text{C}$ под действием лучистого и контактного тепла. На колонны могут набрызгиваться жидкие шлаки, металлы, раскаленный графит, окалина и т. п.

Подкрановые балки являются элементами каркаса, непосредственно воспринимающими тяжелые динамические воздействия кранов, обслуживающих различные технологические переделы металлургической промышленности. Эти краны имеют грузоподъемность от 5 до 650 т и часто тяжелый, весьма тяжелый или весьма тяжелый непрерывного действия режимы работы.

Особенно большие динамические воздействия на подкрановые балки оказывают специальные металлургические краны: пратцен-краны, шарнирные, тиглер-краны (клещевые), стрипперные и др.

Развитие металлургического производства сопряжено обычно с возрастанием номинальной грузоподъемности кранов, вызывающей необхо-

димость в реконструкции и усилении подкрановых балок, что следует учитывать при их проектировании.

Помимо тяжелых динамических воздействий, подкрановые балки металлургических цехов испытывают сложные и интенсивные температурные воздействия.

В открытых эстакадах они работают при положительных и отрицательных температурах, т. е. могут испытывать многократные замораживания и остывания. В горячих цехах облучаются от поверхностей расплавленного или раскаленного металла, при этом температура одностороннего нагрева металла в мартеновских и конверторных цехах, зданиях разведения слитков доходит до 170, в зданиях нагревательных колодцев, холодильниках складов заготовок, холодильниках крупносортовых, среднесортных и толстолистовых станов — до 150°C.

Температурные воздействия в металлургических цехах имеют импульсный характер (частота до 50 и более раз в сутки). Односторонние импульсные нагревы подкрановых балок могут приводить к значительным температурным деформациям, короблениям и внутренним напряжениям.

Подкрановые балки, находящиеся в агрессивной среде металлургического производства, интенсивно корродируют, если не принимать надлежащих мер по их защите.

Стропильные и подстропильные фермы подвержены интенсивному нагреву (до 100°C) особенно в таких горячих цехах как мартеновские (печной и разливочный пролеты), отделения нагревательных колодцев в прокатных цехах над нагревательными колодцами с выдвижными подами, над холодильниками в складах заготовок, в станových пролетах крупносортовых, среднесортных, толстолистовых прокатных станах, в складах горячекатаных рулонов и т. п. Температурные воздействия на стропильные фермы, как правило, имеют импульсный характер с периодом 10—15 раз в сутки и амплитудой колебаний до 60°C.

Стержневые решетчатые и тонкостенные стальные конструкции под такими температурными воздействиями в агрессивной среде разрушаются значительно быстрее, чем сплошностенчатые.

В агрессивных средах с температурой выше 60°C стальные конструкции следует покрывать жаростойкими красками или жаростойкой эмульсией, например, состоящей из магнезита (талька, графита), затворенного на жидком стекле с добавлением кремнефтористого натрия.

Графитная пыль, содержащаяся в воздухе мартеновских и конверторных цехов, помещений миксеров, литейных дворов и т. п., совершенно безопасна для стальных конструкций, так как она стойка к воздействию кислот и жаростойка (температура плавления 2200°C). Слой графитовой пыли защищает поверхности элементов стальных конструкций от коррозии.

В сухой среде с малоагрессивными газами (см. табл. 16) при влажности до 60% стальные фермы корродируют очень медленно.

В среде, содержащей агрессивные газы (Cl_2 , P_2O_5 , As_2O_3 , NH_3) и пыль хлоридов, фторидов, арсенитов и других при влажности более 60%, влага конденсируется на поверхностях пылинок, а они оседают на поверхностях. При этом стальные конструкции корродируют интенсивно и, если не принимать своевременных мер по их защите, приходят в негодность в течение 3—5 лет.

Как показывают наблюдения [10], процесс коррозии стальных конструкций усиливается при увеличении рабочих напряжений и повышении температуры, а при понижении температуры — резко снижается и при температуре ниже -40°C практически прекращается.

Интенсивность коррозии стальных конструкций зависит также от типа сечений элементов.

Стойкость против коррозии характеризуется коэффициентом формы, или коррозионным модулем сечения K_k :

$$K_k = \frac{P_c}{P_k}, \quad (60)$$

где P_c — периметр рассматриваемого сечения;

P_k — периметр круга равновеликой площади с рассматриваемым элементом.

Наиболее долговечны массивные сплошные элементы, менее долговечны решетчатые конструкции с большими величинами коэффициентов формы для отдельных элементов.

В решетчатых конструкциях наиболее стойки к агрессивной среде полые замкнутые сечения (трубы, коробчатые сечения).

4. ЗАЩИТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ КОРРОЗИИ ЛАКОКРАСОЧНЫМИ ПОКРЫТИЯМИ

Для защиты стальных конструкций от коррозии широко применяются лакокрасочные покрытия. Они имеют сравнительно невысокую стоимость и могут применяться в сочетании с другими видами защиты.

Лакокрасочные покрытия состоят из грунтовки, шпаклевки и покрывных слоев. Грунтовка обеспечивает адгезию* и антикоррозионные свойства покрытия по отношению к защищаемой поверхности. Шпаклевка применяется для выравнивания загрунтованной поверхности, при условии обеспечения адгезии между грунтом и покрывными слоями. Покрывные составы обеспечивают стойкость и непроницаемость всей системы покрытия к внешним воздействиям окружающей среды.

* Адгезия — сцепление, способность одного вещества прочно удерживаться на поверхности другого.

Качество защиты и длительность службы лакокрасочного покрытия в большей степени зависит от прочности сцепления высохшей пленки с поверхностью металла. Поэтому очистка конструкций перед окраской должна проводиться особенно тщательно. Наличие на окрашиваемой поверхности следов коррозии, пыли, масляных пятен и других загрязнений снижает сцепление и может привести к отслаиванию пленки. Следует также стремиться к устранению острых кромок, граней и заусениц, так как в таких местах пленка при высыхании может растрескиваться и отслаиваться.

Проведенные наблюдения дают основание утверждать, что лакокрасочные покрытия сравнительно быстро разрушаются на участках сварных швов, если эти участки не были очищены от налета щелочных солей, которые образуются при конденсации паров щелочных солей и окислов, содержащихся в обложке электродов.

Обычно применяется гидropескоструйная очистка, которая осуществляется подачей на очищаемую поверхность смеси кварцевого песка с водой и сжатым воздухом под давлением 5—7 атм. В эту смесь желательно добавлять замедлители коррозии: нитрат натрия, тринатрий фосфат или хромпик 5—10%. После обработки поверхности гидropескоструйным аппаратом подготавливаемые поверхности обеспыливают пылесосом (обдувка сжатым воздухом запрещается). В результате гидropескоструйной обработки поверхности стальных конструкций становится шероховатой и имеет серо-матовый цвет.

В отдельных случаях применяется очистка химическим способом с помощью так называемых ингибированных паст (табл. 17).

Таблица 17

Состав пасты	Единица измерения	Количество компонентов в составах		
		№ 1	№ 2	№ 3
Соляная кислота (36%-ная)	л	0,5	0,5	0,5
Бумажная масса (непроклеенная)	г	30	10	10
Формалин (10%-ный)	мл	10	10	10
Вода	л	0,5	0,5	0,5
Жидкое стекло (модуль 3,11, удельный вес 1,5)	мл	50	50	50
Окисленная целлюлоза	г	—	20	—
Карбооксиметилцеллюлоза	"	—	—	20

Приготавливают пасту [10] в стеклянной посуде с толстыми стенками в такой последовательности: в 0,5 л крепкой соляной кислоты размешивают размельченную бумажную массу до получения однородной смеси, после чего добавляют 10 мл формалина (10%-ного). Эту операцию производят в помещении под вытяжкой или на открытом воздухе. В другой стеклян-

ной посуде в 0,5 л воды растворяют 50 мл жидкого стекла и окисленную целлюлозу или карбоксиметилцеллюлозу, если они есть по рецепту, затем первый раствор постепенно выливают во второй при непрерывном помешивании. Загустение пасты происходит через 3—4 ч, после чего она готова к употреблению. Хранить ее надо в стеклянной плотно закрытой посуде (срок хранения примерно 6 мес.).

Пасту наносят на элементы стальных конструкций после очистки их от грязи, жира и старой краски с помощью шпателя слоем 3—5 мм, тщательно промазывая все неровности и пазухи, и выдерживают на конструкции до 6, а при многослойной ржавчине до 12 ч.

Для ускорения действия пасты нанесенный слой 1—2 раза перемешивают без добавления новой пасты.

Действие пасты проверяют контрольными снятиями на небольших участках.

Обработанные пастой поверхности тщательно промывают водой под напором или кистями, после чего поверхность нейтрализуют 3-процентным раствором кальцинированной соды или тринатрий-фосфата и затем просушивают.

Обезжиривание поверхностей стальных конструкций осуществляют бензином или уайт-спиритом, наносимыми кистями.

В тех случаях, когда по каким-либо причинам не могут быть применены механическая или химическая очистки, конструкции окрашивают по ржавчине. При этом способе ржавчина с помощью смеси желтой кровяной соли и ортофосфорной кислоты превращается в пигмент берлинской лазури [10].

Избыток фосфорной кислоты и продуктов реакции связывают фуриловыми лаками, для которых фосфорная кислота является отвердителем.

Окраска по ржавчине производится в такой последовательности: не позднее чем за сутки до окраски в вытяжном шкафу готовят раскислитель — смесь ортофосфорной кислоты (крепостью 70—85%) с желтой кровяной солью, в соотношении 8 : 1. Смесь готовят в фарфоровой ступке, постепенно вводя дозированное количество желтой кровяной соли.

Свежую смесь раскислителя необходимо перед употреблением выдерживать не менее 24 ч. Раскислитель с помощью кисти наносят на ржавую поверхность в количестве 160—180 г на 1 м² поверхности и в зависимости от степени коррозии выдерживают от 2 до 3 суток.

После высыхания раскислителя производится очистка поверхности от рыхлого слоя образовавшейся берлинской лазури и других продуктов реакции, которые легко очищаются с поверхности металлическими и волосяными щетками и даже ветошью.

На обработанные раскислителем поверхности наносят фуриловые лаки Ф-10 или ФЛ-1 с наполнителем в два слоя, высушивая каждый слой в течение не менее 24 ч.

В качестве наполнителей в фуриловых лаках применяют диабазовую муку или черный графит. Во второй слой фурилового лака вводят 2% контакта Петрова (от веса неразбавленного лака).

Рабочая вязкость лака с диабазовой мукой 24—28 сек, с графитом — 30 сек по вискозиметру ВЗ-4 при температуре 20° С.

Для доведения лака до рабочей вязкости его разводят растворителями 646, 448 или этилацетом.

Для получения высококачественного долговечного лакокрасочного покрытия материалы грунта и покрытия должны соответствовать характеру агрессивной среды, в которой находятся защищаемые стальные конструкции.

Рекомендуется выбор грунта и покрытия для стальных конструкций производить по данным табл. 18 [10]. Во избежание окисления очищенных поверхностей стальных конструкций грунт следует наносить как можно скорее после очистки.

Таблица 18

Условия эксплуатации	Грунт		Покрытие		Ориентировочный срок службы, лет
	Наименование	Количество слоев	Наименование	Количество слоев	
А. Стальные конструкции в атмосферных условиях					
Воздействие атмосферных условий: солнечной радиации, осадков, промышленных газов и пыли, морской атмосферы. Температура $\pm 60^{\circ}\text{C}$, относительная влажность до 95% при $+25^{\circ}\text{C}$	ФЛ-03К, ФЛ-03КК, ГФ-020, ХС-010	2	Эмаль ПХВ, ХВ-16, ХВ-124, ХВ-125, ХВ-113, ХСЭ	3	5—6
	ФЛ-03К, ФЛ-03КК, ГФ-020	1	Эмаль НКО, ПФ-133, ПФ-115, МС-17	3 2 1—2	2—3 2—4 5—6
	—	—	АЛ-177	2	1
	Железистый сурик на натуральной олифе	1	Краски масляные	2	2—3
	Железистый сурик на оксоли	1	Краски масляные на оксоли	2	1—2
Атмосфера тропического влажного климата. Влажность более 75%, температура $+45 - 10^{\circ}\text{C}$.	ФЛ-03К, ФЛ-03КК	2	Эмаль ХВ-125	4	
	ХС-010		ХВ-124, серая ПХВ-512	4 4	

Продолжение табл. 18

Условия эксплуатации	Грунт		Покрытие		Ориентиро- вочный срок службы, лет
	Наименование	Количе- ство слоев	Наименование	Количе- ство слоев	
Воздействия атмосферы, со- державшей агрессивные газы и пары химических произ- водств. Влажность не более 75% (пары SO ₃ , SO ₂ , NaO ₂ , HF, H ₂ S, HCl, Cl ₂ , SiF ₄)	ФЛ-03К, ФЛ-03КК, ГФ-020	2	Эмаль ПХВ-26, ПХВ-512, ХВ-124, ХСЭ	3—5	3—4
Воздействие атмосферы при наличии агрессивных газов SO ₂ , SO ₃ , H ₂ S, NO ₂ , HF, HCl. Влажность более 75%	ХС-100, ФЛ-03К, ФЛ-03КК	2	Эмаль ХВ-124, се- рая ПХВ-512	5—7	3—5
Относительная влажность воздуха в помещении до 75%, температура 0—40°С	ГФ-020	1	Эмали НКО, пен- тафталевые эмали Эмали ФО, МС-226, ПФ-133	2	8—10
	Железный сурик на натуральной олифе	1	Масляные краски	1—2	8—10
	—	—	То же	2	8—10
Постоянная относительная влажность воздуха более 75% при наличии агрессив- ных газов (SO ₂ , Cl ₂) до 1% от объема воздуха	ХС-010, ФЛ-03К, ФЛ-03КК	2	Эмаль ХВ-124, ПХВ-512, ХСЭ, ХС-710	4—5	4—5
Постоянное воздействие воды, температура 0 +20°С	—	—	Краска ЭКЖС-40,	4	2—4
	—	—	краска ДП	4	2—4
	—	—	Каменноугольный лак марки А	2	До 1
Низкая относительная влаж- ность воздуха до 60% при наличии паров NH ₃ и мети- лового спирта	ХС-010, ХСЛ с 25% диабазовой муки	2	Лак ХСЛ	6—8	—

Условия эксплуатации	Грунт		Покрытие		Ориенти- ровочный срок службы, лет
	Наименование	Количе- ство слоев	Наименование	Количе- ство слоев	
В. Стальные конструкции в рабочих помещениях цехов при редком, кратковременном воздействии жидких агрессивных сред					
Воздух помещения содержит следы H_2S , Cl_2 , фосфорного ангидрида. Обрызгивание фосфорной кислотой с температурой 70—80° С и раствором гипохлорита	ХС-010	2	Эмали ХСЭ, затем смесь лака ХСЛ с эмалью ХСЭ в отношении 1:1	3	3—5
Воздух содержит пары Cl_2 , SO_2 , NO_2 . Обрызгивание серной кислотой и машинным маслом	ХС-010	2	То же Смесь	3 2	4—5
Периодические воздействия растворов 10—15% серной и соляной кислот с температурой 18—40° С; 25—30% хромовой и азотной кислотой	ХС-010	2	Эмаль ХС-710 или ХСЭ затем лак ХС-76 или ХСЛ	4 3	3—5
	Шпаклевка ЭП-00-10	1	Шпаклевка ЭП-00-10	2	3—5
Периодические воздействия минеральных кислот с концентрацией не выше 10% (HCl , H_2SO_4). Температура раствора до 50°	ХС-010	2	Эмаль ХСЭ затем лак ХСЛ	3 2	3—4
Периодическое воздействие минеральных кислот средней концентрации с температурой до 100° С, растворов щелочей с концентрацией до 20% при повышенной температуре и растворов азотной кислоты до 10% концентрации	Лак Ф10 (с между- слойной армиров- кой стеклотканью)	2—3	Лак Ф10, лак Ф10. пигментированный титановыми бели- лами и слюдой мусковит. в отно- шении 4:1	2—4	
Атмосфера помещения, содержащая пары аммиака, NO , NO_2 и случайный кратковременный облив $(NH_4)_2CO_3$	ХС-010	2	Эмаль ХСЭ или ХС710, затем лак ХСЛ или ХС-76	2 2	3

Условия эксплуатации	Грунт		Покрытие		Ориентиро- вочный срок службы, лет
	Наименование	Количе- ство слоев	Наименование	Количе- ство слоев	
Кратковременное воздейст- вие слабых растворов щело- чей и солей различной кон- центрации при t до 30°C	ХС-010	2	Эмали ХСЭ или ХС710, затем лак ХСЛ или ХС-76	2	
Периодический облив 10— 40% щелочью при темпера- туре до 30°C	ХС-010	1	Эмали ХСЭ или ХС710,	3	2—3
		2	затем лак ХСЛ или ХС-76	2	
	—	—	Эмали ОЭП 4173 ОЭП 4171	3	3

Г. Стальные конструкции при повышенных температурах

Рабочая температура по- верхности конструкции не выше 200°C	—	—	Эмаль АЛ-70, АЛ-701, лак 170 с алюминиевой пуд- рой, ГФ-95	1—2	2—3 (при периодиче- ском воздействи- и 1 (при постоянном)
Рабочая температура по- верхности конструкций не выше 300°C	—	—	Лак 177	2	До 1
			Лак 170 с алюми- ниевой пудрой, эмаль АЛ-701, АЛ-70, лак ГФ-95 с алюминиевой пудрой	1—2	То же

Для определения примерного расхода красителей на 1 м^2 покрытия стальных конструкций в один слой можно использовать табл. 19 [10].

Таблица 19

Наименование	ГОСТ и ТУ	Расход, г, при нанесении	
		кистью	распылителем
Грунт ФЛ-03К	ГОСТ 9109-59	—	100—105
То же, ФЛ-03КК	То же	—	100—105
То же, ХС-010	ГОСТ 9355-60	100	135—140
То же, ГФ-020	ГОСТ 4056-63	70	100—105
Лак 170	ТУ МХП 1308-45	80	120
То же, 177	ГОСТ 5631-51	80	120
То же, ГФ-95	ГОСТ 8018-56	75—80	90
Фуриловый лак Ф10	ВТУ-П-186-60	—	—
Эмали нитроглюфтаевые НКО	ГОСТ 6631-65	140	200
Эмаль перхлорвиниловая ПХВ	ГОСТ 6993-54	125—60	180—200
То же, ХВ-16	ТУ-35ХП-316-61	125—160	180—200
То же, ХВ-124 серая	ГОСТ 10144-62	160	200
Эмали пентафталеовые ПФ-115	ГОСТ 6465-63	105—110	140—145
Химстойкие перхлорвиниловые материалы:			
ХСЭ	ГОСТ 7313-55	125—160	180—200
ХС-710	ГОСТ 9355-60	160	200
ХС-76	ГОСТ 9355-60	—	200
ХС-Л	ГОСТ 7313-55	105—110	200
Алкидно-стирольная эмаль МС-226, белая и серая	ТУ-35-ХП-377-61	—	200
Эмаль жаростойкая АЛ-70	ТУКУ 312-53	80	120
Эпоксидная шпаклевка ЭП-00-10	ГОСТ 10277-62	—	—
Масляные густотертые краски	ГОСТ 695-55	100—105	105—110

АНАЛИЗ ПРИЧИН РАЗРУШЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ

При расследовании аварий или аварийного состояния конструкций устанавливались как производственные, так и технические причины их возникновения. К производственным отнесены те, которые возникают обычно от недостаточного технического надзора и контроля качества выполнения работ при изготовлении стали, конструкций, строительстве или эксплуатации, а также вследствие ошибок, допущенных при проектировании; к техническим — отдельные виды деформаций и разрушений элементов деталей, которые произошли при аварии или аварийном состоянии.

Обобщенные данные о производственных причинах аварий и аварийных состояний, приведенных в настоящей работе, а также в работах других исследователей [1, 8] приведены в табл. 20.

Таблица 20

Производственная причина аварии	Количество аварий			Всего	
	по данным авторов	по данным [8]	по данным [1]	Количество	Проц.
Ошибки проекта (КМ и КМД)	9	3	16	28	26,7
Низкое качество стали	2	—	9	11	10,5
Дефекты изготовления конструкций	3	2	8	13	12,4
Дефекты монтажа конструкций	11	3	17	31	29,5
Нарушения расчетных схем и нагрузок при эксплуатации	9	—	6	15	14,3
Недостатки норм и технических условий	2	—	5	7	6,6
Итого	36	8	61	105	100

Производственные причины аварий и аварийных состояний возникают там, где имеет место неудовлетворительная организация труда, уделяется недостаточно внимания надзору и контролю качества проектирования или производства работ.

Как показывают данные табл. 20, наибольшее количество аварий и аварийных состояний были вызваны дефектами, допущенными в процессе монтажа стальных конструкций (29,5%). Это происходило там, где

нарушались проект производства работ (ППР), технические условия и нормы (СНиПы), недостаточно тщательно осуществлялась приемка смонтированных узлов сооружения, особенно тех, от качества выполнения которых зависит надежность эксплуатации сооружения.

Аналогичны причины возникновения дефектов стальных конструкций, однако более четкая организация контроля со стороны заводских ОТК способствует их своевременному устранению. Количество аварий по причине некачественного изготовления стальных конструкций составляет 12,4%.

Значительное количество аварий возникает из-за ошибок в проектах КМ и КМД (26,7%). Казалось бы, что при действующей системе контроля ошибок в проектах не должно быть. Но, очевидно, еще бывают случаи недостаточно внимательной проверки и формального подписывания чертежей.

Существенными ошибками проекта являются также применение конструктивных схем легко превращающихся в изменяемые при разрушении одного из слабых элементов или его деталей, либо при действии такого сочетания фактических эксплуатационных нагрузок, которое не учитывалось в расчете сооружения.

Причинами возникновения аварий и аварийных состояний довольно часто являются нарушения при эксплуатации (14,3%).

Следует особо отметить, что соблюдение правил эксплуатации стальных конструкций промышленных и гражданских зданий и сооружений имеет огромное значение для надежности и долговечности конструкций, поэтому четкая организация службы эксплуатации зданий и сооружений является серьезнейшей проблемой, скрытым резервом значительной экономии времени и средств, затрачиваемых на капитальное строительство и ликвидацию последствий аварий и аварийных состояний.

В табл. 21 приведен анализ аварий стальных конструкций по количеству производственных причин, их вызвавших. Данные таблицы опровергают распространенное мнение о том, что авария стальной конструкции является следствием неблагоприятного сочетания нескольких причин,

Таблица 21

Количество причин, вызвавших аварию	Количество аварий			Всего	
	по данным авторов	по данным [8]	по данным [1]	Количество	Проц.
Одна	6	1	23	30	47,4
Две	10	3	14	27	43,0
Три	3	—	2	5	8,0
Более трех	1	—	—	—	1,6
Итого	20	4	39	63	100

так как почти половина (47,4%) исследованных аварий возникла по одной производственной причине, а 90,4% аварий — одной или двум причинам.

Это дает основание полагать, что предупреждение аварий стальных конструкций практически несложно, если установить надежную систему технического надзора и контроля на всех стадиях проектирования, возведения и эксплуатации сооружения.

Анализ технических причин аварий и аварийных состояний приведен в табл. 22, из которой следует, что главной технической причиной является потеря местной или общей устойчивости элементов и деталей конструкций (41,2) %.

Таблица 22

Техническая причина	Количество аварий			Всего	
	по данным авторов	по данным [8]	по данным [1]	Количество	Проц.
Потеря общей или местной устойчивости	8	1	17	26	41,2
Разрушение стали:					
пластическое	3	2	—	5	8,0
хрупкое	2	—	7	9	14,2
Исчерпание усталостной прочности стали	—	—	2	2	3,2
Разрушение сварных соединений	4	1	10	15	23,8
Разрушение болтовых соединений	2	—	—	2	3,2
Прочие причины	1	—	3	4	6,3
Итого	20	4	39	63	100

Это означает, что сжатые элементы или зоны сжимающих напряжений в отдельных деталях имеют фактически значительно меньшие запасы прочности и характеристики безопасности, чем растянутые элементы или зоны растягивающих напряжений.

Частой технической причиной аварий является разрушение сварных соединений (23,8%), что вызывает необходимость повышения качества заводской и монтажной сварки, особенно в узлах, от которых зависит надежность и долговечность эксплуатации стальных канатов.

Распространенное мнение о массовых хрупких разрушениях сварных конструкций не подтверждается, количество их составляет 14,2% общего числа расследованных аварий.

Характерно, что для аварий сооружений, расположенных на территории Украинской ССР (по данным авторов), хрупкие разрушения стали имели место в двух авариях (10%), а в РСФСР (по данным [1]) в семи (18%); это объясняется по-видимому тем, что эксплуатация конструкций в РСФСР происходит при более низких температурах.

В результате обобщения и анализа аварий и аварийных состояний стальных конструкций можно определить ряд положений, практическое применение которых повысит надежность и долговечность стальных конструкций, предупредит аварии и переход их в предельные состояния.

При разработке проектов стальных конструкций стадий КМ, КМД и ППР по монтажу следует учитывать следующее:

Расчетная схема сооружения, конструктивных элементов должна быть объяснена исполнителям по изготовлению, монтажу и эксплуатации путем соответствующих надписей и схем на чертежах КМ и КМД.

В необходимых случаях следует оговаривать последовательность монтажа, обеспечивающего прочность и устойчивость сооружения на каждом этапе производства работ.

В составе каждого проекта стадии КМ должна быть инструкция по эксплуатации спроектированных конструкций.

В проектах КМ (на монтажных схемах) следует особо оговаривать места и узлы сопряжений элементов, от которых, главным образом, зависит прочность, устойчивость и выносливость несущих конструкций с указанием особого контроля этих мест и узлов при изготовлении, монтаже и эксплуатации стальных конструкций.

Все эти ответственные узлы должны быть доступны для систематических осмотров, поэтому при расположении их в труднодоступных местах необходимо предусматривать в проектах КМ и КМД смотровые приспособления (постоянные стремянки, трапики и т. п.), аналогично применяемым в металлических пролетных строениях железнодорожных и автодорожных мостов.

Кровли цехов с большими технологическими пылевыделениями должны быть гладкими; применение волнистых (гофрированных) листов и конфигураций кровли с пылевыми «мешками» следует запретить.

При проектировании узлов решетчатых конструкций необходимо: проверять расчетом достаточность сечений узловых фасонок в местах, где они компенсируют сечение примыкающего элемента;

при толщине узловых фасонок 14 мм и более применять спокойную сталь (вместо принятой для всех толщин фасонок полуспокойной).

фасонки узлов по верхнему поясу ферм не должны превышать уровень плоскости верхнего пояса, так как они будут препятствовать приварке к поясу закладных деталей крупнопанельных кровельных плит, что практически лишит верхний пояс закрепления от потери устойчивости из плоскости ферм.

В наклонных галереях, мостах и подобных сооружениях не следует применять конструкций опорных узлов с наклонными опорными плитами, примыкающими к наклонным оголовкам пилонов.

Опорный узел наклонной фермы и оголовки пилон или другой опоры должны иметь сопряжение на горизонтальных опорных плитах.

При применении катковых опор для ферм транспортных галерей и мостов необходимо:

обеспечить конструктивно надлежащую подвижность опоры в требуемом интервале размеров хода опорного узла при изменениях температуры;

на чертеже монтажной схемы помещать таблицу положений катков относительно оси опорного узла в зависимости от температуры окружающего воздуха при монтаже опоры.

В проектах КМ и КМД следует предусматривать приспособления для строповки при погрузочно-разгрузочных и монтажных работах, так как их отсутствие может вызвать значительные местные повреждения, снижающие несущую способность и надежность элемента при установке или при исправлении его на месте установки конструкций.

В проекте ПОР должны быть детально разработаны временные крепления, обеспечивающие прочность и устойчивость элементов на всех стадиях монтажа, а принятые решения подробно объяснены на соответствующих чертежах.

Для предотвращения аварий, возникающих из-за дефектов стальных конструкций необходимо следующее:

повышать качество изготовления стальных конструкций до уровня мировых стандартов;

повышать точность геометрической формы, размеров и расположения монтажных отверстий и иных сопряжений в отправочных элементах с целью полной ликвидации подгоночных работ при монтаже и обеспечения возможности повсеместного перехода на метод «безвыверочного» монтажа.

Качество стали и металлопроката должно полностью соответствовать требованиям проекта и условиям эксплуатации сооружения, для которого предназначены изготавливаемые стальные конструкции.

Заводские сварные швы, особенно расчетные (где напряжения $\sigma > 0,4R$) должны иметь высокое качество и соответствовать проектным размерам. На каждом элементе должны быть проставлены личные клейма сварщиков.

При монтаже стальных конструкций рекомендуется учитывать следующие положения.

Перед производством монтажных работ мастер, прораб, руководители монтажного участка и управления должны тщательно и детально изучить документацию КМ, КМД и ППР, определить наиболее ответственные узлы, подлежащие особому контролю, проработать меры, обеспечивающие прочность и устойчивость элементов на всех стадиях монтажа.

Следует обеспечить высокое качество монтажных швов и болтовых соединений в узлах, обеспечивающих надежность сооружения.

Выполнение этих работ должно быть поручено высококвалифициро-

ванным рабочим при повременно-премиальной оплате (за высокое качество). В законченном монтажном узле должно быть обязательно представлено личное клеймо сварщика или сборщика (при болтовых соединениях).

Приемку-сдачу выполненных монтажных работ необходимо производить, проверяя выполнение их не только по чертежам КМД, но также и по проекту КМ, при этом все дополнения и изменения документально согласовывать с проектной организацией, разработавшей КМ.

Перед тем, как принять решение об исправлении положения элемента за счет приложения дополнительных усилий, не предусмотренных в проекте, необходимо произвести поверочные расчеты прочности и устойчивости элементов, деталей и узлов на восприятие таких монтажных нагрузок.

В монтажных организациях следует усовершенствовать систему технического контроля работ, например, по типу ОТК.

При эксплуатации стальных конструкций рекомендуются такие мероприятия:

На всех предприятиях тяжелой промышленности и других отраслей народного хозяйства, где имеются в эксплуатации стальные конструкции, должны быть организованы специальные службы эксплуатации, что должно снизить до минимума число аварий и аварийных состояний, повысить надежность и долговечность зданий и сооружений.

Для всех эксплуатируемых зданий и сооружений со стальными несущими каркасами должны быть составлены инструкции по эксплуатации.

Необходимо регулярно следить за эксплуатационными нагрузками, не допускать превышений ими нормативных значений, принятых в проекте. Особое внимание следует обратить на систематическую уборку с кровли снега и технологической пыли. Рассматривать возможности уменьшения динамических воздействий мостовых кранов и других подвижных нагрузок.

Для увеличения долговечности стальных конструкций необходимо регулярно очищать их от ржавчины и покрывать красками, эмалями, лаками.

Следует систематически осматривать ответственные узлы и элементы, производить геодезические съемки подкрановых путей, вертикальности стоек и пр. и безотлагательно ликвидировать отклонения от норм, допускаемых СНиП III—В. 5—62.

Повышение надежности и увеличение долговечности стальных конструкций зданий и сооружений со стальными каркасами должно производиться совместными усилиями проектировщиков, изготовителей, монтажников, эксплуатационников, а также проведением соответствующих исследований и внедрением их результатов в практику отечественного металлостроительства.

Нормативные данные по ТУ и Н 1934 и 1936 гг.

Допускаемые напряжения, кг/см^2 , для прокатного металла (растяжение, сжатие и изгиб)

Характер действия нагрузки	Марки стали	
	Ст. 3 нормальная Ст. 4 нормальная	Ст. 3 пониженная, Ст. 2 пониженная Ст. 2 нормальная, Ст. 1 нормальная
При действии основных нагрузок	1400	1200
При действии основных и случайных нагрузок	1700	1450

Производные допускаемые напряжения для прокатного металла

Год	Род усилия	Коэффициент перехода	Ст. 4 нормальная Ст. 3 нормальная		Ст. 3 пониженная, Ст. 2 пони- женная, Ст. 2 нормальная, Ст. 1 нормальная	
			При основных допускаемых напряжениях			
			1400	1700	1200	1450
1934	Срез Смятие торцевых поверх- ностей	0,75	1050	1300	900	1100
		1,5	2100	2550	1800	2200
1936	Срез Смятие торцевых поверх- ностей	0,75	1100	1350	950	1150
		1,5	2100	2550	1800	2200

Допускаемые напряжения, кг/см^2 , для сварных швов (1934 г.)

Род нагрузки	Род усилия	Допускаемые напряжения сварного шва при его временном сопротивлении, кг/см^2					
		3000	2900	2800	2700	2600	2500
При действии основной нагрузки	Сжатие	1000	970	930	900	870	830
	Растяжение	900	870	840	810	780	750
	Срез	720	700	670	650	620	600
При совместном действии основных и случайных нагрузок	Сжатие	1200	1160	1120	1080	1040	1000
	Растяжение	1100	1060	1030	990	950	920
	Срез	870	840	810	780	750	720

Примечание. Для потолочных швов умножать на 0,8; для швов, выполненных при монтаже, — на 0,9.

Допускаемые напряжения на заклепки и болты (1934 г.)

Наименование	Род усилия	Материал заклепок и болтов				Основной материал			
		Ст. 3 нормальная		Ст. 2 нормальная		Ст. 3 нормальная		Ст. 3 пониженная Ст. 2 пониженная Ст. 1 нормальная	
		Основные	Основные и случайные	Основные	Основные и случайные	Основные	Основные и случайные	Основные	Основные и случайные
Заклепки	Срез В	1100	1350	1100	1350	—	—	—	—
	Срез С	950	1150	950	1150	—	—	—	—
	Отрыв В и С	850	1000	850	1000	—	—	—	—
	Смятие В	—	—	—	—	2800	3400	2400	2900
	Смятие С	—	—	—	—	2400	2900	2050	2450
Черные болты	Растяжение	1100	1350	950	1150	—	—	—	—
	Срез	850	350	700	1150	—	—	—	—
	Смятие	—	—	—	—	1700	3400	1450	2900
Анкерные	Растяжение	1050	1300	900	1100	—	—	—	—

Данные о прокатных сталях по ГОСТ 4125 (1934 г.)

Марки стали	Временное сопротивление	Предел теку- чести	Относительное удли- нение, проц., не менее
	кг/см ² , не менее		
Ст. 3 нормальная	38	23	22
Ст. 3 пониженная	38	—	19
Ст. 2 нормальная	34	20	26
Ст. 2 пониженная	34	—	23
Ст. 1 нормальная	32	—	28

Выдержки из «Технических условий и норм на проектирование промышленных зданий», 1934 г.

§ 10. Комбинация силовых воздействий

Различается три комбинации силовых воздействий на сооружения:

- Основные силы.
- Основные плюс случайные силы.
- Основные плюс монтажные усилия и нагрузки.

§ 11. Основные силы

За основные силы принимаются:

1. Собственный вес сооружения.
2. Снег.
3. Все временные нагрузки, регулярно появляющиеся в работе того или иного элемента.
4. Обычные динамические воздействия подвижной нагрузки.
5. Обычные силы горизонтальных ударов колес подвижной нагрузки.
6. Одновременное торможение обычной интенсивности, принимаемое в одной из следующих комбинаций:
 - а) торможение тележки с грузом по крановому мосту не более чем двух кранов из числа могущих воздействовать на рассчитываемую конструкцию (колонна, подкрановая балка и т. п.);
 - б) торможение моста нагруженного крана не более чем двух кранов из общего числа, действующих на рассчитываемую конструкцию;
 - в) совпадение продольного торможения одного крана с поперечным торможением другого (одного) крана;
 - г) торможение подвижного состава на эстакадах и на конструкциях зданий (бункерные здания) при обычных скоростях движения по ним, а также центробежные силы на кривой пути.

Примечание. Значение обычного динамического коэффициента воздействия кранов принимается 1,1.

Значения тормозных усилий обычной интенсивности принимаются в 0,5 от наибольших значений тормозных усилий, указанных для подкрановых балок.

§ 12. Основные плюс случайные силы

Комбинация основных и случайных сил включает:

1. Собственный вес сооружения.
2. Снег.
3. Все временные нагрузки, регулярно появляющиеся в работе того или другого элемента.
4. Давление ветра.
5. Воздействия температуры.
6. Инерционные усилия подвижной и крановой нагрузок наибольшей возможной интенсивности при наибольшей скорости движения, возможной в пределах данного сооружения.

§ 13. Основные плюс монтажные нагрузки

Комбинация основных и монтажных нагрузок рассматривается в нижеследующих трех случаях:

- а) усилия, возникающие при установке конструкций от иного распределения сил, чем при обычной работе ее в составе сооружения (например, усилия в стержнях фермы при ее надвиге или подъеме);
- б) нагрузка на сооружение от монтажных кранов, работающих лишь во время сборки и ремонта оборудования в комбинации с основными внешними силами;
- в) собственный вес перекрытия и нагрузка от него от веса тяжелых машинных частей, помещаемых на нем при сборке и ремонте оборудования.

Нормативные данные по проектированию и применению стальных конструкций в условиях военного времени (У-28—42)

Допускаемые напряжения для сталей, кг/см^2

Допускаемые напряжения для сталей					
Вид напряжений	Условные обозначения	Ст. Ос и Ст. 2		Ст. 3	
		Воздействия			
		основные	основные и дополни- тельные	основные	основные и дополни- тельные
Растяжение, сжатие и изгиб	$[\sigma]$	1400	1600	1600	1800
Срез	$[\tau]$	1050	1200	1200	1350
Смятие торцевой поверхности	$[\sigma_{\text{см}}]_1$	2100	2400	2400	2700
Местное смятие при плотном касании	$[\sigma_{\text{см}}]_2$	1100	1300	1450	1450
Диаметральное сжатие катков	$[\sigma_{\text{см}}]_A$	50	60	60	70

Допускаемые напряжения, кг/см^2 , для сварных швов

Допускаемые напряжения, кг/см ²							
Вид напряжения	Условные обозначения	При электродах с тонкой (ионизирующей) обмазкой	При электродах с толстой обмазкой				
			В конструкциях из Ст. Ос и Ст. 2		В конструкциях из Ст. 3		
		Воздействия					
		основные	основные и дополнительные	основные	основные и дополнительные	основные	основные и дополнительные
Сжатие	$[\sigma_{\text{сж}}]$	1000	1200	1250	1450	1450	1600
Растяжение	$[\sigma_{\text{р}}]$	900	1100	1100	1300	1300	1450
Срез	$[\tau]$	750	900	1000	1200	1100	1250

Допускаемые напряжения, кг/см^2 , на заклепочные и болтовые соединения из сталей Ст. 2 и Ст. 3

Род соединений	Вид напряжений	Условные обозначения	Воздействия	
			основные	основные и дополнительные
Заклепки	Срез В	$[\sigma_{\text{ср}}]_B$	1400	1600
	Срез С	$[\sigma_{\text{ср}}]_C$	1000	1200
	Смятие В	$[\sigma_{\text{см}}]_B$	2800	3200
	Смятие С	$[\sigma_{\text{см}}]_C$	2400	2800
	Отрыв головок	$[\sigma_{\text{отр}}]$	900	1100

Продолжение приложения 2

Род соединений	Вид напряжений	Условные обозначения	Воздействия	
			основные	основные и дополнительные
Черные болты	Растяжение	$[\sigma]$	1200	1450
	Срез	$[\tau_{ср}]$	800	1000
	Смятие	$[\sigma_{см}]$	1700	2000
Анкерные болты	Растяжение	$[\sigma_p]$	1000	1200

Характеристика стали по ГОСТ 380—41

Название стали	Марка стали	Механические свойства			Химсостав, проц.			Способ изготовления
		предел прочности при растяжении, кг/см²	предел текучести, кг/см²	относительное удлинение при разрыве, проц.	углерод	сера, не более	фосфор, не более	
Углеродистая горячекатаная обыкновенного качества	Ст. Ос	37—47	19	18	до 0,23 до 0,14 до 0,14	0,060 0,070 0,070	0,070 0,090 0,090	Мартеновская Бессемеровская Томасовская
	Ст. 2	34—42	21	26	0,09—0,15	0,055	0,050	Мартеновская
	Ст. 3	38—47	22	21	0,14—0,22 до 0,12 до 0,12	0,055 0,065 0,060	0,050 0,085 0,080	Мартеновская Бессемеровская Томасовская
Углеродистая горячекатаная сталь для заклепок	Ст. 2	34—42	—	26	—	0,050	0,050	Мартеновская
	Ст. 3	38—47	—	22	—	0,050	0,050	Мартеновская

Нормативные данные по ННТУ 1-46
Допускаемые напряжения для стали, кг/см²

Вид напряжения	Прокатная сталь марок:			
	Ст. Ос	Ст. 2	Ст. 3	
	Воздействия			
	основные	основные и дополнитель- ные	основные	основные и дополнитель- ные
Растяжение, сжатие и изгиб	1400	1600	1600	1800
Срез	900	1000	1000	1100
Смятие торцевой поверхности	2100	2400	2400	2700
Смятие местное при плотном касании	1100	1300	1300	1450
Диаметральное сжатие катков при плотном касании	50	60	60	70

Примечание. Для элементов, прикрепленных к фасонке только с одной стороны, например, для элемента, состоящего из одного уголка, приведенные величины допускаемых напряжений понижаются на 25%.

Допускаемые напряжения при стали СХЛ 2, кг/см² по У-70-46

Вид напряжения	Обозначения	При учете воздействий	
		основных	основных и дополнительных
Растяжение, сжатие и изгиб	[σ]	2100	2500
Срез	[τ]	1250	1500
Смятие торцевой поверхности	[σ_{cm}]	3150	3750

Примечание. В последующие годы сталь СХЛ 2 получила название НЛ 2, затем 15ХСНД.

Допускаемые напряжения для сварных швов, кг/см² (1946)

Вид напряжения	При применении тонко- обмазанных электродов		При толстообмазанных электродах, а также при автоматической сварке под слоем флюса			
			в конструкциях из стали Ос и Ст. 2		в конструкциях из стали Ст. 3	
	Воздействия					
	основные	основные и дополнитель- ные	основные	основные и дополнитель- ные	основные	основные и дополнитель- ные
Сжатие	1100	1250	1250	1450	1450	1600
Растяжение	1000	1100	1100	1250	1300	1450
Срез	800	1000	1000	1100	1100	1250

Допускаемые напряжения на заклепочные и болтовые соединения в конструкциях из стали Ст. 2 и Ст. 3, кг/см²

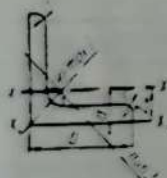
Элементы соединений	Вид напряжения	В конструкциях из стали марок			
		Ст. 0 и Ст. 2		Ст. 3	
		Воздействия			
		основные	основные и дополни- тельные	основные	основные и дополни- тельные
Заклепки	Срез В	1400	1600	1400	1600
	Срез С	1000	1200	1000	1200
	Смятие В	2800	3200	3200	3600
	Смятие С	2400	2800	2800	3200
	Отрыв головки	900	1100	900	1100
Черные болты	Растяжение	1200	1450	1200	1450
	Срез	800	1000	800	1000
	Смятие	1700	2000	2000	2200
Анкерные болты	Растяжение	1000	1200	1000	1200

Допускаемые напряжения, кг/см², для заклепочных соединений в конструкциях из стали СХЛ2 (НЛ2, 15ХСНД), 1946 г.

Вид напряжений	Обозначения	Марка стали заклепок			
		Ст. 3		СХЛЗ	
		Воздействия			
		основные	основные и дополнительные	основные	основные и дополнительные
Срез В	$[\tau_{ср}]_В$	1400	1600	1600	1850
Срез С	$[\tau_{ср}]_С$		Не применяется		
Смятие В	$[\sigma_{см}]_В$	3200	3600	4250	5000
Смятие С	$[\sigma_{см}]_С$		Не применяется		
Отрыв головок	$[\sigma_{отр}]$	900	1100	1200	1400

Коэффициенты продольного изгиба по нормам и техническим условиям разных периодов

Гибкость	Для Ст. 3 по Нормам					Для низколегированных сталей			
	1934 г.	1942 г.	1946 г.	1955 г.	1962 г.	СХ 72 (1946 г.)	Н.72 (1955 г.)	14Г2 10Г2С 15ХСНД (1962 г.)	10ХСНД (1962 г.)
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
10	0,990	0,985	0,990	0,990	0,990	0,990	0,980	0,980	0,980
20	0,970	0,965	0,960	0,970	0,970	0,950	0,950	0,950	0,950
30	0,935	0,945	0,940	0,950	0,950	0,910	0,930	0,920	0,920
40	0,893	0,922	0,920	0,920	0,920	0,870	0,900	0,890	0,880
50	0,846	0,892	0,890	0,890	0,890	0,830	0,830	0,840	0,820
60	0,798	0,860	0,860	0,860	0,860	0,790	0,780	0,780	0,770
70	0,741	0,810	0,810	0,810	0,810	0,720	0,710	0,710	0,680
80	0,683	0,750	0,750	0,750	0,750	0,650	0,630	0,630	0,590
90	0,625	0,685	0,690	0,790	0,690	0,550	0,540	0,540	0,500
100	0,568	0,600	0,600	0,600	0,600	0,430	0,450	0,460	0,430
110	0,511	0,520	0,520	0,520	0,520	0,350	0,390	0,390	0,360
120	0,454	0,450	0,450	0,450	0,450	0,300	0,330	0,330	0,310
130	0,402	0,400	0,400	0,400	0,400	0,260	0,290	0,290	0,270
140	0,353	0,360	0,360	0,360	0,360	0,230	0,250	0,250	0,230
150	0,316	0,320	0,320	0,320	0,320	0,210	0,230	0,230	0,200
160	0,287	0,290	0,290	0,290	0,290	0,190	0,190	0,210	0,180



Сортаменты металлопроката 1926—1934 гг.

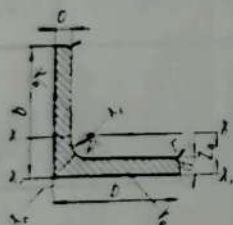
Уголки равнобокие (редакция 1926 г.)

Номер про- филя	Вес пог. м, кг	Размеры, мм				Площадь про- филя F , см ²	Ось $x-x$		Ось x_0-x_0		Ось y_0-y_0		Ось x_1-x_1	
		b	d	R	r		I_{x_1} см ⁴	r_{x_1} см	I_{x_0} см ⁴	r_{x_0} см	I_{y_0} см ⁴	r_{y_0} см	I_{x_1} см ⁴	Расстоя- ние цент- ра тяжес- ти z_0 , см
2	0,87	20	3	3,5	1,75	1,12	0,39	0,60	0,62	0,74	0,17	0,38	0,79	0,60
	1,14		4			1,45	0,49	0,58	0,77	0,73	0,21	0,38	1,09	0,64
2,5	1,12	25	3	4	2	1,43	0,60	0,75	1,26	0,94	0,33	0,49	1,53	0,72
	1,46		4			1,86	1,01	0,74	1,60	0,92	0,43	0,48	2,08	0,76
3	1,77	30	4	4	2	2,26	1,82	0,90	2,88	1,13	0,76	0,58	3,59	0,88
	2,17		5			2,77	2,18	0,89	3,44	1,13	0,93	0,58	4,54	0,92

Номер про- филя	Вес 1 пог. м, кг	Размеры, мм				Площадь про- филя F , см ²	Ось $x-x$		Ось x_0-x_0		Ось y_0-y_0		Ось x_1-x_1	
		b	d	R	r		I_x , см ⁴	I_{x_0} , см ⁴	$I_{x_0 \max}$, см ⁴	$I_{x_0 \min}$, см ⁴	$I_{y_0 \min}$, см ⁴	$I_{y_0 \max}$, см ⁴	I_{x_1} , см ⁴	Расстоя- ние цент- ра тяжести от x_0 , см
3,5	2,10	35	4	5	2,5	2,67	2,95	1,05	4,68	1,32	1,23	0,68	5,64	1,00
	2,57		5			3,28	3,56	1,04	5,64	1,31	1,49	0,67	7,13	1,04
4	2,42	40	4	6	3	3,08	4,47	1,20	7,09	1,52	1,86	0,78	8,33	1,12
	2,97		5			3,79	5,43	1,20	8,59	1,51	2,26	0,77	10,54	1,16
	3,52		6			4,48	6,31	1,19	9,98	1,49	2,65	0,77	12,78	1,20
4,5	3,37	45	5	6,5	3,25	4,30	7,87	1,35	12,48	1,70	3,27	0,87	14,95	1,28
	4,00		6			5,09	9,19	1,34	14,55	1,69	3,84	0,87	18,11	1,32
	4,60		7			5,86	10,43	1,33	16,47	1,68	4,39	0,86	20,31	1,36
5	3,77	50	5	7	3,5	4,80	10,96	1,51	17,38	1,90	4,55	0,97	20,43	1,40
	4,47		6			5,69	12,85	1,50	20,34	1,89	5,35	0,97	24,74	1,44
	5,15		7			6,56	14,62	1,49	23,10	1,88	6,13	0,97	29,10	1,48
6	5,42	60	6	8	4	6,91	22,84	1,82	36,15	2,28	9,53	1,17	42,5	1,69
	6,26		7			7,98	26,05	1,81	41,30	2,27	10,82	1,17	49,9	1,73
	7,09		8			9,03	29,16	1,80	46,15	2,26	12,16	1,16	57,4	1,77
6,5	5,89	65	6	8	4	7,51	29,36	1,97	46,60	2,49	12,14	1,27	54,0	1,81
	7,72		8			9,83	37,66	1,96	59,70	2,46	15,63	1,26	72,9	1,89
	9,47		10			12,07	45,20	1,95	71,50	2,44	19,03	1,25	92,1	1,97
7,5	9,00	75	8	10	5	11,47	58,9	2,27	93,3	2,85	24,4	1,46	110,9	2,13
	11,08		10			14,11	71,2	2,25	112,7	2,83	29,7	1,45	140,2	2,21
	13,09		12			16,67	82,6	2,23	130,3	2,80	34,9	1,44	170,0	2,29
8	9,63	80	8	10	5	12,27	72,5	2,43	114,6	3,06	30,4	1,57	134,6	2,25
	11,86		10			15,11	87,2	2,40	138,6	3,02	35,8	1,54	170,0	2,34
	14,03		12			17,87	102,0	2,39	160,7	3,00	43,3	1,55	205,8	2,41
9	13,45	90	10	11	5,5	17,13	127,0	2,72	201,3	3,42	52,5	1,75	241,0	2,58
	15,93		12			20,29	148,0	2,70	234,4	3,40	61,4	1,74	291,5	2,66
	18,35		14			23,37	167,8	2,69	265,5	3,37	70,3	1,73	342,6	2,74
10	15,05	100	10	12,5	6,25	19,17	176,3	3,03	280	3,82	72,7	1,95	328,7	2,82
	17,84		12			22,73	206,4	3,01	327	3,78	85,7	1,94	397,6	2,90
	20,57		14			26,21	234,5	2,99	371	3,76	97,6	1,93	467,0	2,98
	23,24		16			29,61	262,0	2,97	412,5	2,73	112,0	1,94	538,0	3,05

Номер проф- филя	Вес 1 пог. м, кг	Размеры, мм				Площадь проф- филя F , см ²	Ось $x-x$		Ось x_0-x_0		Ось y_0-y_0		Ось x_1-x_1	
		b	d	R	r		$I_{x'}$, см ⁴	$r_{x'}$, см	I_{x_0} , см ⁴	r_{x_0} , см	I_{y_0} , см ⁴	r_{y_0} , см	I_{x_1} , см ⁴	Расстоя- ние цент- ра тяжес- ти Z_0 , см
12	18,20	120	10	13	6,5	23,18	313,5	3,68	497	4,64	130,0	2,36	567	3,31
	21,62		12			27,54	367	3,65	584	4,60	150,4	2,34	685	3,40
	24,98		14			31,82	419	3,63	666	4,57	172,0	2,33	804	3,48
	28,28		16			36,02	470	3,61	743	4,54	197,3	2,33	924	3,55
13	19,78	130	10	13,5	6,75	25,20	402	4,00	640	5,04	163,5	2,55	721	3,56
	23,52		12			29,96	473	3,97	751	5,03	195,7	2,56	870	3,64
	27,19		14			34,64	541	3,95	858	4,97	224,6	2,54	1021	3,72
	30,80		16			39,24	606	3,93	960	4,95	251,6	2,53	1172	3,80
14	25,41	140	12	14	7	32,37	596	4,29	947	5,41	245	2,75	1086	3,89
	29,40		14			37,45	683	4,27	1084	5,39	281,3	2,74	1273	3,97
	33,32		16			42,45	765	4,24	1215	5,35	315,8	2,73	1462	4,05
15	27,29	150	12	14	7	34,77	740	4,61	1177	5,82	302,9	2,95	1336	4,14
	31,60		14			40,25	849	4,59	1349	5,78	349,4	2,94	1565	4,22
	35,84		16			45,65	952	4,57	1513	5,76	391,7	2,93	1796	4,30
	40,0		18			50,97	1054	4,56	1674	5,74	433,6	2,92	2029	4,38

Угольники равнобокие ОСТ 14 (редакция 1932 г.)



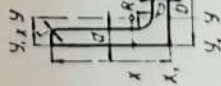
Длина, м	Номер профилей			
	2-2,5	3-5	6-8	9-15
Нормальная	6,5	6,5	6,5	6,5
Максимальная	7	12	18	14

Номер про- филя	Вес 1 пог. м, кг	Размеры, мм				Площадь про- филя F , см ²	Ось $x-x$		Ось x_0-x_0		Ось y_0-y_0		Ось x_1-x_1	
		b	d	R	r		$I_{x'}$, см ⁴	$r_{x'}$ см	I_{x_0} max, см ⁴	r_{x_0} max, см	I_{y_0} min, см ⁴	r_{y_0} min, см	I_{x_1} , см ⁴	Расстоя- ние цент- ра тяжес- ти Z_0 , см
2	0,89	20	3	3,5	1,2	1,13	0,40	0,60	0,63	0,75	0,17	0,39	0,81	0,60
	1,15		4			1,46	0,49	0,58	0,78	0,73	0,21	0,38	1,09	0,64
2,5	1,12	25	3	3,5	1,2	1,43	0,80	0,75	1,28	0,95	0,32	0,47	1,56	0,73
	1,46		4			1,86	1,02	0,74	1,63	0,94	0,41	0,47	2,12	0,77
3	0,78	30	4	4,5	1,5	2,27	1,82	0,90	2,90	1,13	0,75	0,58	3,62	0,89
	2,18		5			2,78	2,20	0,89	3,47	1,12	0,93	0,58	4,58	0,93

Продолжение приложения 5

Номер про- филя	Вес 1 пог. м, кг	Размеры, мм				Площадь про- филя F , см ²	Ось $x-x$		Ось x_0-x_0		Ось y_0-y_0		Ось x_1-x_1	
		b	d	R	r		$I_{x'}$, см ⁴	$r_{x'}$, см	I_{x_0} , см ⁴	r_{x_0} , см	I_{y_0} , см ⁴	r_{y_0} , см	I_{x_1} , см ⁴	Рассто- яние цен- тра тяже- сти от x_0 , см
3,5	2,10	35	4	4,5	1,5	2,67	3,02	1,06	4,77	1,34	1,27	0,69	5,74	1,01
	2,57		5			3,28	3,61	1,05	5,71	1,32	1,51	0,68	7,23	1,05
4	2,42	40	4	5,0	1,7	3,08	4,60	1,22	7,26	1,53	1,93	0,79	8,53	1,13
	2,97		5			3,79	5,54	1,21	8,75	1,52	2,34	0,78	10,7	1,17
	3,52		6			4,48	6,41	1,20	10,1	1,50	2,70	0,78	13,0	1,21
4,5	2,73	45	4	5,0	1,7	3,48	6,60	1,38	10,5	1,74	2,68	0,88	12,1	1,26
	3,37		5			4,29	8,00	1,37	12,7	1,72	3,26	0,87	15,3	1,30
	3,99		6			5,08	9,29	1,35	14,8	1,71	3,78	0,86	18,4	1,34
5	3,77	50	5	5,5	1,8	4,80	11,2	1,53	17,8	1,92	4,61	0,98	20,9	1,42
	4,47		6			5,69	13,1	1,52	20,7	1,91	5,39	0,97	25,2	1,46
6	4,57	60	5	6,5	2,2	5,82	19,9	1,85	31,4	2,32	8,90	1,19	35,9	1,66
	5,42		6			6,91	23,3	1,84	36,8	2,31	9,76	1,19	43,3	1,70
	7,09		8			9,03	29,6	1,81	46,8	2,28	12,4	1,17	58,2	1,78
6,5	5,93	65	6	8,0	2,7	7,55	29,8	1,98	47,2	2,50	12,3	1,28	54,8	1,82
	7,75		8			9,87	38,1	1,96	60,3	2,48	15,8	1,27	73,7	1,90
	9,51		10			12,1	45,4	1,94	72	2,44	18,8	1,25	92,9	1,98
7,5	6,89	75	6	9,0	3,0	8,78	46,7	2,31	73,3	2,89	20,1	1,51	83,9	2,06
	9,03		8			11,5	60,1	2,28	94,9	2,87	25,3	1,48	113	2,14
	11,1		10			14,1	72,2	2,26	114	2,84	30,3	1,47	142	2,22
	13,1		12			16,7	83,3	2,24	132	2,81	34,9	1,45	172	2,34
8	9,6	80	8	9,0	3,0	12,3	73,3	2,44	116	3,07	30,3	1,57	137	2,27
	11,9		10			15,1	88,4	2,42	140	3,05	36,5	1,56	172	2,35
9	11,0	90	8	11	3,7	14,0	106	2,76	168	3,46	43,6	1,77	194	2,51
	13,5		10			17,2	128	2,74	204	3,44	53,1	1,76	244	2,59
	16,0		12			20,4	149	2,71	237	3,41	61,7	1,75	294	2,67
	18,4		14			23,4	169	2,69	267	3,38	71,9	1,75	345	2,74

Номер про- филя	Вес 1 поз. ж, кг	Размеры, мм				Площадь про- филя F , см ²	Ось $x-x$		Ось x_0-x_0		Ось y_0-y_0		Ось x_1-x_1	
		b	d	R	r		J_x , см ⁴	r_x , см	J_{x_0} , см ⁴	r_{x_0} , см	J_{y_0} , см ⁴	r_{y_0} , см	J_{x_1} , см ⁴	Рассто- яние цент- ра тяжес- ти z_0 , см
10	12,3	100	8	12	4,0	15,6	147	3,07	233	3,87	61,0	1,98	265	2,75
	15,1		10			19,2	179	3,05	284	3,85	74,9	1,97	333	2,83
	17,9		12			22,8	209	3,03	331	3,81	87,6	1,96	402	2,91
	20,6		14			26,3	237	3,01	375	3,78	90,1	1,95	472	2,99
	23,3		16			29,7	265	2,99	416	3,75	113	1,95	542	3,06
12	18,3	120	10	13	4,3	23,3	316	3,68	503	4,64	130	2,36	575	3,33
	21,7		12			27,6	371	3,66	590	4,62	153	2,35	693	3,41
	25,1		14			31,9	423	3,64	671	4,59	174	2,34	811	3,49
	28,4		16			36,1	474	3,62	749	4,56	199	2,34	931	3,56
13	19,8	130	10	13	4,3	25,3	406	4,01	646	5,05	166	2,56	730	3,58
	23,6		12			30,0	477	3,99	759	5,03	196	2,55	880	3,66
	27,3		14			34,7	545	3,96	866	5,00	223	2,54	1030	3,74
	30,9		16			39,3	608	3,93	967	4,96	249	2,52	1182	3,82
15	27,4	150	12	15	5,0	34,9	745	4,62	1186	5,83	305	2,95	1347	4,15
	31,7		14			40,4	857	4,60	1358	5,80	356	2,97	1577	4,22
	36,0		16			45,8	961	4,58	1522	5,77	399	2,95	1808	4,30
	40,1		18			51,1	1060	4,56	1679	5,73	440	2,94	2041	4,38
	44,3		20			56,4	1154	4,52	1830	5,70	478	2,91	2275	4,46
18	38,3	180	14	15	5,0	48,8	1515	5,57	2405	7,03	625	3,58	2721	4,97
	43,5		16			55,4	1704	5,55	2705	7,00	703	3,56	3117	5,05
20	48,7	200	16	18	6,0	62,0	2355	6,17	3755	7,79	954	3,93	4264	5,55
	54,4		18			69,3	2519	6,15	4165	7,77	1074	3,93	4808	5,62
	60,1		20			76,5	2868	6,13	4560	7,74	1115	3,92	5355	5,70
	66,1		22			83,8	3149	6,11	4945	7,71	1215	3,91	5945	5,77
	71,3		24			96,8	3349	6,07	5313	7,66	1384	3,90	6456	5,85



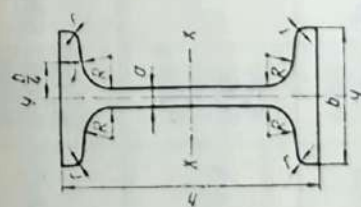
Уголки неравнобокие (редакция 1926 г.)

У, у	Номер профиля	Бес 1 поз. мм	Размеры, мм				Площадь про- филя F , см ²	Ось $x-x$		Ось $y-y$		Ось x_1-x_1		Ось y_1-y_1		Ось $U-U$			
			B	b	d	R		r	I_{x_1} см ⁴	r_{x_1} см	I_{y_1} см ⁴	r_{y_1} см	I_{x_1} см ⁴	r_{y_1} мин.	I_{y_1} мин.	r_{x_1} мин.	r_{y_1} мин.	r_{x_1} на клон оси 18°	
3/2	1,11	30	20	3	3,5	1,75	1,267	0,945	0,447	0,551	2,66	0,99	0,802	0,50	0,26	0,429	0,422		
	1,45	4	4	4			1,597	0,93	0,561	0,550	3,58	1,03	2,101	0,54	0,33	0,422	0,421		
4,5/3	2,25	45	30	4	5	2,5	5,74	1,41	2,03	0,840	11,95	1,47	3,584	0,74	1,14	0,629	0,433		
	3,27	6	6	6			8,08	1,39	2,83	0,825	18,16	1,55	5,590	0,81	1,66	0,630	0,424		
6/4	4,47	60	40	6	7	3,5	20,06	1,88	7,07	1,244	42,6	1,99	12,84	1,01	4,00	0,839	0,430		
	5,82	8	8	8			25,50	1,85	9,91	1,20	57,3	2,07	17,63	1,08	5,20	0,838	0,425		
7,5/5	5,66	75	50	6	8	4	42,2	2,42	14,33	1,41	84,6	2,43	24,75	1,20	8,27	1,070	0,432		
	7,40	8	8	8			51,9	2,35	18,27	1,39	111,4	2,51	33,77	1,28	10,43	1,050	0,429		
8/4	9,08	80	40	6	8	4	62,5	2,32	21,84	1,37	140,2	2,59	43,20	1,36	12,80	1,050	0,426		
		10	10	10			11,57												
8/4	5,42	80	40	6	8	4	44,8	2,54	7,52	1,05	100,6	2,84	12,88	0,88	4,72	0,827	0,257		
	7,09	8	8	8			57,5	2,52	9,55	1,03	135,0	2,93	17,89	0,96	6,18	0,828	0,252		
9/6	8,69	90	60	8	9	4,5	69,1	2,50	11,36	1,01	169,7	3,01	23,30	1,04	7,57	0,827	0,247		
		10	10	10															
9/6	9,99	90	60	8	9	4,5	92,1	2,84	32,65	1,69	192,9	2,95	57,6	1,48	18,51	1,270	0,433		
	11,06	10	10	10			111,4	2,81	39,30	1,67	241,4	3,04	73,4	1,56	22,6	1,265	0,429		

Балки двутавровые (редакция 1926 г.)

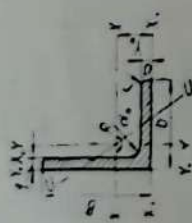
I — момент инерции;
 W — момент сопротивления;
 i — радиус инерции.

Примечание. Уклон внутренних граней полок 14%.



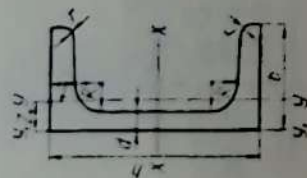
Номер про- филя	Вес 1 пог. м, кг	Размеры, мм					Пло- щадь сече- ния F , см ²	Ось $x-x$			Ось $y-y$			Номер про- филя	
		h	b	d	t	R		r	I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³		i_y , см
10	8,659	100	57,0	4,5	6,3	4,5	2,7	11,03	180,4	36,1	4,05	16,1	5,65	1,21	10
12	11,257	120	63,4	5,1	7,1	5,1	3,1	14,34	334,4	55,7	4,83	25,2	7,95	1,33	12
14	14,193	140	69,8	5,7	7,9	5,7	3,4	18,08	569,0	81,3	5,61	37,7	10,80	1,44	14
16	17,474	160	76,2	6,3	8,8	6,3	3,8	22,26	909,0	113,6	6,39	54,3	14,26	1,56	16
18	21,093	180	82,6	6,9	9,6	6,9	4,1	26,87	1381,0	153,4	7,17	75,9	18,40	1,68	18
20	25,049	200	89,0	7,5	10,4	7,5	4,5	31,91	2014,0	201,4	7,94	108,4	23,24	1,80	20
22	29,343	220	95,4	8,1	11,3	8,1	4,9	37,38	2843,0	258,5	8,72	137,5	28,83	1,92	22
24	33,983	240	101,8	8,7	12,1	8,7	5,2	43,29	3903,0	325,0	9,49	180,0	35,36	2,04	24
26	38,960	260	108,2	9,3	13,0	9,3	5,6	49,63	5234,0	403,9	10,25	231,0	42,75	2,16	26
28	44,274	280	114,6	9,9	13,9	9,9	5,9	56,40	6878,0	491,0	11,05	293,0	51,10	2,27	28
30	49,934	300	121,0	10,5	14,7	10,5	6,3	63,61	8881,0	592,5	11,80	366,0	60,50	2,40	30
32	55,931	320	127,4	11,1	15,5	11,1	6,7	71,25	11292,0	706,0	12,58	452,0	70,90	2,52	32
36	68,939	360	140,2	12,3	17,2	12,3	7,4	87,82	17541,0	975,0	14,14	668,0	95,30	2,76	36
40	83,312	400	153,0	13,5	18,9	13,5	8,1	106,13	26087,0	1304,0	15,68	954,0	124,70	3,00	40
45	115,000	450	170,0	16,2	24,3	16,2	9,7	147,00	45888,0	2040,0	17,66	1722,0	203,00	3,42	45

Угольники неравнобокие ОСТ 15 (редакция 1932 г.)



Длина, м	Номер профиля		
	3,2—4,5/3	6,4—3,4	9,6—16,8
Нормальная	6,5	6,5	6,5
Максимальная	12	18	14

Номер про- филь	В	b	d	r	Площадь про- филь F, см²	Ось x-x		Ось y-y		Ось x₁-x₁		Ось y₁-y₁		U-U	
						I _x , см⁴	I _y , см⁴	I _x , см⁴	I _y , см⁴	I _x , см⁴	I _y , см⁴	I _x , см⁴	I _y , см⁴	I _x , см⁴	I _y , см⁴
3/2	1,12	30	20	3	3,5	1,2	1,43	1,27	0,94	0,45	0,56	0,82	0,51	0,26	0,43
	1,46						1,86	1,61	0,93	0,56	0,55	1,12	0,55	0,34	0,422
4,5/3	2,26	45	30	4	5,0	1,7	2,88	5,81	1,42	2,06	0,84	3,65	0,74	1,21	0,65
	3,28						4,18	8,15	1,40	2,85	0,83	5,65	0,82	1,69	0,64
6/4	3,79	60	40	6	7,0	2,3	4,83	17,4	1,90	6,19	1,13	10,8	0,97	3,62	0,87
	4,49						5,72	20,3	1,88	7,20	1,12	13,1	1,01	4,20	0,86
	5,84						7,44	25,8	1,86	9,04	1,10	17,9	1,09	5,39	0,85
7,5/3	4,80	75	50	8	10		6,11	34,9	2,39	12,5	1,43	20,9	1,17	7,24	1,09
	5,69						7,25	41,0	2,37	14,6	1,42	25,3	1,21	8,48	1,08
	7,43						9,47	52,4	2,35	18,6	1,40	34,3	1,29	10,9	1,07
	9,11						11,6	63,0	2,33	22,1	1,38	43,7	1,36	13,2	1,07
8/5,5	6,16	80	55	10			7,85	50,6	2,53	19,6	1,58	33,4	1,33	11,1	1,19
	8,06						10,3	64,9	2,51	24,9	1,56	45,3	1,41	14,3	1,19
	9,90						12,6	78,2	2,49	29,8	1,54	57,5	1,48	17,4	1,18
															0,462
															0,458
															0,452



Продолжение приложения 5

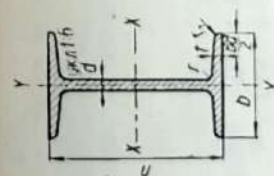
Швеллеры (редакция 1926 г.)

 I — момент инерции; W — момент сопротивления; i — радиус инерции.

Примечание. Уклон внутренних граней полок 8%.

Номер про- филя	Вес 1 пог. м, кг	Размеры, мм					Площадь се- чения F , см ²	Ось $x-x$				Ось $y-y$			Расстояние от центра тяжести до Y_1 , см	
		h	b	d	t	R		W_x , см ³	I_x , см ⁴	$I_{x'}$, см ⁴	W_y , см ³	I_y , см ⁴	$I_{y'}$, см ⁴			
5	5,86	50	38	5	7,5	7,5	3,75	7,47	11,03	27,57	1,92	3,942	9,44	1,12	21,2	1,41
6,5	7,55	65	42	5,5	8	8	4	9,62	18,43	59,9	2,50	5,42	14,98	1,25	31,8	1,43
8	9,30	80	45	6	9	9	4,5	11,85	28,5	113,9	3,10	7,02	20,9	1,33	48,4	1,53
10	10,93	100	50	6	9	9	4,5	13,92	42,65	213,2	3,91	8,86	30,16	1,47	65,6	1,60
12	13,55	120	55	6,5	9,5	9,5	4,75	17,26	61,9	371,6	4,65	11,67	44,9	1,61	92,0	1,65
14	16,42	140	60	7	10,5	10,5	5,25	20,92	89,2	624,0	5,46	15,35	64,5	1,76	132,2	1,80
16	19,56	160	65	7,5	11	11	5,5	24,92	119,2	954,0	6,19	19,20	89,0	1,89	175,6	1,86
18	22,97	180	70	8	12	12	6	29,26	159,2	1433,0	7,00	24,26	121,0	2,03	239,6	2,01
20	26,64	200	75	8,5	12,5	12,5	6,25	33,93	202,0	2018,0	7,71	29,40	159,2	2,17	306,0	2,08
22	30,57	220	80	9	13,5	13,5	6,75	38,94	257,3	2831,0	8,53	36,00	207,8	2,31	402,0	2,23
24	34,76	240	85	9,5	14	14	7	44,28	314,4	3773,0	9,23	42,60	264,0	2,44	499,0	2,30
26	39,21	260	90	10	15	15	7,5	49,95	388,0	5045,0	10,05	51,00	334,0	2,59	635,0	2,45
30	48,91	300	100	11	16,5	16,5	8,25	62,30	557,0	8361,0	11,58	69,70	510,0	2,86	957,0	2,68

Двутавры ОСТ 16. Уклон внутренних граней полок 1:6 (редакция 1932 г.)



Длина, м	№ 10 и 12	№ 14—24	№ 26—5
Нормальная	8	16	14
Максимальная	12,8	19,2	19,0

Веса даны для стали 3 (7,85)

I — момент инерции; i — радиус инерции;
 W — момент сопротивления; S — статический момент полусечения.

Номер про- филь	Вес 1 пог. м, кг	Размеры, мм					Пло- щадь сечения F , см ²	Ось $X-X$				Ось $Y-Y$			Номер про- филь	
		h	b	d	t	r		r_1	I_X , см ⁴	W_X , см ³	i_X , см	$I_X S_X$	I_Y , см ⁴	W_Y , см ³		i_Y , см
10	11,2	100	68	4,5	7,6	6,5	3,3	245	49	4,14	8,59	33,0	9,72	1,52	10	
12	14,0	120	74	5,0	8,4	7,0	3,5	436	72,7	4,95	10,3	46,9	12,7	1,62	12	
14	16,9	140	80	5,5	9,1	7,5	3,8	712	102	5,76	12,0	64,4	16,1	1,73	14	
16	20,5	160	88	6,0	9,9	8,0	4,0	1130	141	6,58	13,8	93,1	21,2	1,89	16	
18	24,1	180	94	6,5	10,7	8,5	4,3	1660	185	7,36	15,4	122	26,0	2,00	18	
20 а	27,9	200	100	7,0	11,4	9,0	4,5	2730	237	8,15	17,2	158	31,5	2,12	а 20	
20 б	31,1	200	102	9,0	11,4	9,0	4,5	2500	250	7,96	16,9	169	33,1	2,06	б	
22 а	33,0	220	110	7,5	12,3	9,5	4,8	3400	309	8,99	18,9	225	40,9	2,31	а 22	
22 б	36,4	220	112	9,5	12,3	9,5	4,8	3570	325	8,78	18,7	239	42,7	2,27	б	
24 а	37,4	240	116	8,0	13,0	10,0	5,0	4570	381	9,77	20,7	280	48,4	2,42	а 24	
24 б	41,2	240	118	10,0	13,0	10,0	5,0	4800	400	9,57	20,4	297	50,4	2,38	б	
27 а	42,8	270	122	8,5	13,7	10,5	5,3	6550	485	10,9	23,3	345	56,6	2,51	а 27	
27 б	47,1	270	124	10,5	13,7	10,5	5,3	6870	509	10,7	22,9	366	58,9	2,47	б	
30 а	48,0	300	126	9,0	14,4	11,0	5,5	8950	597	12,1	25,7	400	63,5	2,55	а	
30 б	52,7	300	128	11,0	14,4	11,0	5,5	9400	627	11,8	25,4	422	65,9	2,50	б	
30 в	57,4	300	130	13,0	14,4	11,0	5,5	9850	657	11,6	25,0	445	68,5	2,46	в	

Номер про- физа	Вес 1 пог. м, кг	Размер, мм					Пло- щадь сечения $F, \text{см}^2$	Ось, х-х				Ось, у-у				Номер про- физа
		h	b	d	t	r		r_1	$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$I_y, \text{см}^4$	$I_{xy}, \text{см}^4$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	
a	53,4	330	130	9,5	15,0	11,5	5,8	11500	721	13,2	28,3	40	70,7	2,60	a	
33 b	58,6	330	132	11,5	15,0	11,5	5,8	12500	757	12,9	27,9	484	73,4	2,55	b	
c	63,8	330	134	13,5	15,0	11,5	5,8	13100	794	12,7	27,5	510	76,1	2,51	c	
a	59,9	360	135	10,0	15,8	12,0	6,0	15760	875	14,4	30,7	552	81,2	2,69	a	
36 b	65,6	360	138	12,0	15,8	12,0	6,0	16530	919	14,1	30,3	852	84,3	2,64	b	
c	71,2	360	140	14,0	15,8	12,0	6,0	17310	962	13,8	29,9	612	87,4	2,60	c	
a	67,6	400	142	10,5	16,5	12,5	6,3	21720	1090	15,9	31,1	650	93,2	2,77	a	
40 b	73,8	400	144	12,5	16,5	12,5	6,3	22780	1140	15,6	33,6	692	96,2	2,71	b	
c	80,1	400	146	14,6	16,5	12,5	6,3	23850	1190	15,2	33,2	727	99,6	2,65	c	
a	80,4	450	150	11,5	18	13,5	6,8	32240	1430	17,7	38,6	855	114	2,89	a	
45 b	87,4	450	152	13,5	18	13,5	6,8	33760	1500	17,4	38	894	118	2,81	b	
c	94,5	450	154	15,5	18	13,5	6,8	35280	1570	17,1	37,6	938	122	2,79	c	
a	93,6	500	158	12	20	14	7,0	46470	1860	19,7	42,8	1120	142	3,07	a	
50 b	101	500	160	14	20	14	7,0	48560	1940	19,4	42,4	1170	146	3,01	b	
c	109	500	162	16	20	14	7,0	50640	2030	19,0	41,8	1220	151	2,96	c	
a	105	550	166	12,5	21	14,5	7,3	62870	2290	21,6	46,9	1370	164	3,19	a	
55 b	114	550	168	14,5	21	14,5	7,3	65640	2390	21,2	46,4	1420	170	3,14	b	
c	123	550	170	16,5	21	14,5	7,3	68410	2490	20,9	45,8	1480	175	3,08	c	
a	118	600	176	13	22	15	7,5	83860	2800	23,5	51,8	1700	193	3,36	a	
60 b	128	600	178	15	22	15	7,5	87460	2920	23,2	50,7	1770	199	3,30	b	
c	137	600	180	17	22	15	7,5	91060	3040	22,8	50,2	1840	205	3,24	c	

Допускаемые отклонения

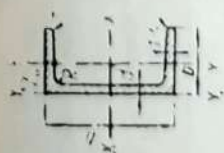
По высоте (размер h), измеряемой по средней ли-
нии стенки для балок:

до № 20	±2 мм
свыше № 20 до 40	±3 »
№ 40	±4 »
По весу	±3% -5%

По специальным заказам для судостроения могут
оговариваться допускаемые отклонения по весу .

Для оговоренной в заказе длины:
при нефрезированных концах и длине до 6,5 м
свыше 6,5 м
» фрезерованных »
Допускается уклон наружных граней полок до

0-5%
+50 мм
+100 »
+10 »
1,25%



Длина, м	№ 5-8	№ 10	№ 12-30
Нормальная	9	9	14
Максимальная	—	12,8	19,2

Уклоны внутренних граней полок 8% W — момент сопротивления;
 Веса даны для стали 3 (7,85) i — радиус инерции.
 I — момент инерции;

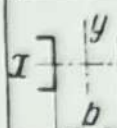
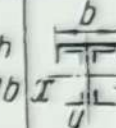
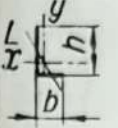
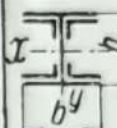
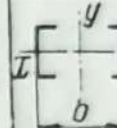
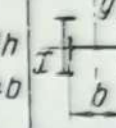
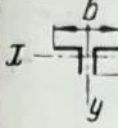
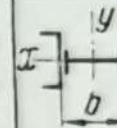
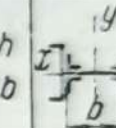
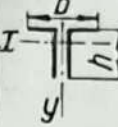
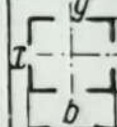
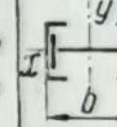
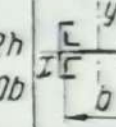
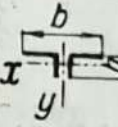
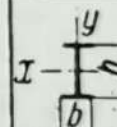
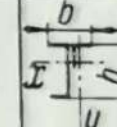
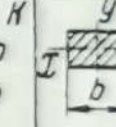
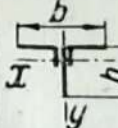
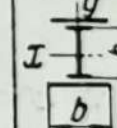
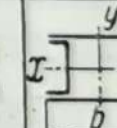
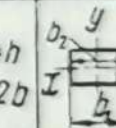
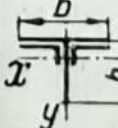
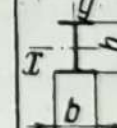
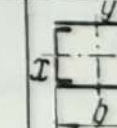
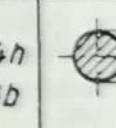
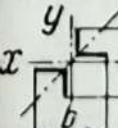
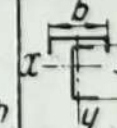
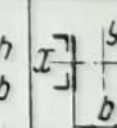
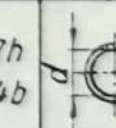
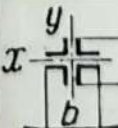
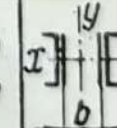
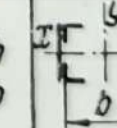
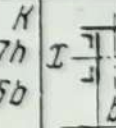
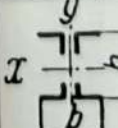
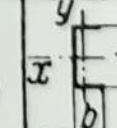
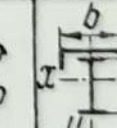
I — момент инерции;																
Номер профиля	Вес 1 ног., кг	Размеры, мм					Площадь сечения, см ²	Ось x-x				Ось y-y				Расстояние между осями, см
		h	b	d	t	R		r	W _x , см ³	I _x , см ⁴	i _x , см	W _y , см ³	I _y , см ⁴	i _y , см		
5	5,44	50	37	4,5	7,0	7,0	3,5	6,93	10,4	26,0	3,55	8,3	1,10	20,9	1,35	1,35
6,5	6,70	65	40	4,8	7,5	7,5	3,75	8,54	17,0	55,2	4,50	12,0	1,19	28,3	1,38	1,38
8	8,04	80	43	5,0	8,0	8,0	4,0	10,24	25,3	101,8	5,79	16,6	1,27	37,4	1,43	1,43
10	10,00	100	48	5,3	8,5	8,5	4,25	12,74	39,7	198,3	7,80	25,2	1,41	54,9	1,52	1,52
12	12,06	120	53	5,5	9,0	9,0	4,50	15,36	57,7	346,3	10,17	37,4	1,56	77,7	1,62	1,62
14 a	14,53	140	58	6,0	9,5	9,5	4,75	18,51	80,5	563,7	13,01	53,2	1,70	107,1	1,71	1,71
b	16,73	140	60	8,0				21,31	87,1	609,4	14,12	61,1	1,69	120,6	1,67	1,67
16 a	17,23	160	63	6,5	10,0	10,0	5,0	21,95	108,8	866,2	16,30	73,3	1,83	144,1	1,80	1,80
b	19,74	160	65	8,5				25,15	116,8	934,5	17,55	83,4	1,82	160,8	1,75	1,75
18 a	20,17	180	68	7,0	10,5	10,5	3,25	25,69	141,4	1272,7	20,03	98,6	1,96	189,7	1,88	1,88
b	22,99	180	70	9,0				29,29	152,2	1369,9	21,52	111,0	1,95	210,1	1,84	1,84
20 a	23,33	200	73	7,5	11,0	11,0	5,5	29,72	180,4	1804,0	24,31	129,6	2,09	245,2	1,97	1,97
b	26,47	200	75	9,5				33,72	199,7	1937,3	25,99	144,8	2,07	269,8	1,93	1,93
22 a	26,54	220	77	8,0	11,5	11,5	5,75	33,81	223,4	2457,9	28,49	161,5	2,19	300,9	2,03	2,03
b	29,29	220	79	10,0				38,21	239,6	2635,4	30,32	179,2	2,17	329,7	1,99	1,99
24 a	26,85	240	78	7,0	12,0	12,0	6,0	34,21	254,3	3052,2	30,46	173,6	2,25	324,6	2,10	2,10
b	29,78	240	80	8,5				37,93	270,0	3240,4	32,38	192,3	2,25	353,1	2,06	2,06
c	33,54	240	82	10,5				42,73	289,2	3470,8	34,35	212,3	2,23	385,9	2,02	2,02

Нормы профилей	Вес 1 пол. м. кг	Размеры, мм				Площадь сечения, см ²			Ось x - x			Ось y - y			Момент инерции, см ⁴	Радиус инерции, см
		h	b	d	t	R	r	W _x см ³	I _x см ⁴	I _x см ⁴	W _y см ³	I _y см ⁴	I _y см ⁴	W _x см ³		
a	30,83		82	7,5				39,27	323,4	4362,1	10,54	35,52	215,6	2,34	393,1	2,13
27 b	34,11	270	84	9,0	12,5	12,5	6,25	43,45	342,9	4628,6	10,32	37,60	237,2	2,34	326,1	2,09
c	38,35		86	11,0				48,85	367,2	4956,7	10,07	39,65	260,1	2,34	464,2	2,04
a	35,52		85	8,0				45,25	408,92	6132,9	11,64	41,73	264,2	2,42	476,5	2,17
30 b	39,16	300	87	9,5	13,5	13,5	6,75	49,89	433,2	6497,9	11,41	44,03	289,2	2,41	515,2	2,13
c	43,87		89	11,5				55,89	463,2	6947,9	11,15	46,38	315,8	2,38	559,7	2,09
a	38,70		88	8,0				49,30	489,5	8076,8	12,80	46,65	307,5	2,50	547,6	2,21
33 b	43,88	330	90	10,0	14	14	7	55,90	525,8	8675,7	12,46	49,32	338,4	2,46	593,2	2,14
c	49,06		92	12,0				62,50	552,1	9274,7	12,18	51,81	367,9	2,43	643,2	2,10
a	47,80		96	9,0				60,89	659,7	11874,2	13,97	63,54	455,0	2,73	818,4	2,44
36 b	53,45	360	98	11,0	16	16	8	68,09	702,9	12651,8	13,63	66,85	496,7	2,70	880,1	2,37
c	59,10		100	13,0				75,29	746,1	13429,4	13,36	70,02	536,4	2,67	947,9	2,34
a	59,91		100	10,5				75,05	878,9	17577,9	15,30	78,83	592,0	2,81	1057,7	2,49
40 b	65,19	400	122	12,5	18	18	9	83,05	932,2	18644,5	14,98	82,52	640,3	2,78	1135,6	2,44
c	71,47		194	14,5				91,05	985,6	19711,2	14,71	86,19	687,8	2,75	1220,1	2,42

Таблица допусков

Длина		Высота	Ширина	Толщина
при заказе в определенных длинах	при заказе в определенных длинах с фрезерованными концами			
Свыше 6,5 м	+50	Для всех длин	До 200 мм Свыше 200 и до 400 мм	Допуски по ширине и толщине профиля не предусматриваются. Отклонение в весе каждой партии не должно превышать $\pm 5\%$
До 6,5 м	+100			
				± 2 ± 3

Радиусы инерции основных сечений элементов стальных конструкций

 $r_x = 0,30h$ $r_y = 0,30b$ $r_z = 0,195h$	 $r_x = 0,40h$ $r_y = 0,21b$	 $r_x = 0,38h$ $r_y = 0,60b$	 $r_x = 0,41h$ $r_y = 0,22b$
 $r_x = 0,32h$ $r_y = 0,28b$ $r_z = 0,18 \frac{h+b}{2}$	 $r_x = 0,45h$ $r_y = 0,235b$	 $r_x = 0,38h$ $r_y = 0,44b$	 $r_x = 0,32h$ $r_y = 0,49b$
 $r_x = 0,30h$ $r_y = 0,215b$	 $r_x = 0,44h$ $r_y = 0,28b$	 $r_x = 0,32h$ $r_y = 0,58b$	 $r_x = 0,29h$ $r_y = 0,50b$
 $r_x = 0,32h$ $r_y = 0,20b$	 $r_x = 0,43h$ $r_y = 0,43b$	 $r_x = 0,32h$ $r_y = 0,40b$	 $r_x = 0,29h$ $r_y = 0,45b$
 $r_x = 0,28h$ $r_y = 0,24b$	 $r_x = 0,39h$ $r_y = 0,20b$	 $r_x = 0,38h$ $r_y = 0,21b$	 $r_x = 0,29h$ $r_y = 0,29b$
 $r_x = 0,30h$ $r_y = 0,17b$	 $r_x = 0,42h$ $r_y = 0,22b$	 $r_x = 0,44h$ $r_y = 0,32b$	 $r_x = 0,24h_{cp}$ $r_y = 0,41b_{cp}$
 $r_x = 0,26h$ $r_y = 0,21b$	 $r_x = 0,43h$ $r_y = 0,24b$	 $r_x = 0,44h$ $r_y = 0,38b$	 $r = 0,25d$
 $r_x = 0,21h$ $r_y = 0,21b$ $r_z = 0,185h$	 $r_x = 0,365h$ $r_y = 0,275b$	 $r_x = 0,37h$ $r_y = 0,54b$	 $r = 0,35d_{cp}$ $d_{cp} = \frac{d+D}{2}$
 $r_x = 0,21h$ $r_y = 0,21b$	 $r_x = 0,35h$ $r_y = 0,56b$	 $r_x = 0,37h$ $r_y = 0,45b$	 $r_x = 0,39h$ $r_y = 0,53b$
 $r_x = 0,45h$ $r_y = 0,24b$	 $r_x = 0,39h$ $r_y = 0,29b$	 $r_x = 0,40h$ $r_y = 0,24b$	

ЛИТЕРАТУРА

1. Беляев Б. И., Корниенко В. С. Причины аварий стальных конструкций и способы их устранения. М., Стройиздат, 1968.
2. Госгортехнадзор РСФСР. Аварии на объектах котлонадзора и меры по их предупреждению. М., изд-во «Недра», 1965.
3. Лашенко М. Н. Регулирование напряжений в металлических конструкциях. М., Стройиздат, 1966.
4. Петров А. М., Корнеев Ю. П. Экспериментальное исследование усиления конструкций, находящихся под нагрузкой. Вып. ЦНИИ Проектстальконструкция, т. 15140, 1964.
5. Титов А. М., Сахновский М. М. Аварии стальных строительных конструкций. «Промышленное строительство и инженерные сооружения», 1968, № 2.
6. Титов А. М., Сахновский М. М. Обрушения стальных конструкций промышленных зданий. «Промышленное строительство и инженерные сооружения», 1968, № 3.
7. Титов А. М., Сахновский М. М. Аварии стальных конструкций специальных сооружений. «Промышленное строительство и инженерные сооружения», 1968, № 4.
8. Шкинев А. Н. Аварии на строительных объектах, их причины и способы предупреждения и ликвидации. М., Госстройиздат, 1962.
9. Шаламов Н. П. Основные положения по выбору материалов конструкции зданий предприятий черной металлургии. Сб. НИИЖБ. Вып. I. М., Госстройиздат, 1962.
10. Инструкция по защите от коррозии стальных и железобетонных конструкций лакокрасочными покрытиями. НИИЖБ, М., Госстройиздат, 1964.
11. Нормы и технические условия проектирования стальных конструкций ННТУ-I-46. М., Стройиздат, 1946.
12. СНиП II-B. 3—62. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М., Госстройиздат, 1962.
13. СНиП III-B. 5—62. Металлические конструкции. Правила изготовления, монтажа и приемки. М., Госстройиздат, 1963.
14. Указания по проектированию и применению стальных конструкций в условиях военного времени У-28-42. М., Стройиздат, 1942.
15. Указания по проектированию усиления стальных конструкций зданий и промышленных сооружений, ОРИС ЦНИИ Проектстальконструкция, № 370, 1959.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава I. Аварии элементов стальных каркасов промышленных зданий	5
1. Аварийное состояние подстропильной фермы над «косым» въездом мартеновского цеха	5
2. Аварийное состояние металлических стропильных ферм пролетами 30 и 36 м	8
3. Аварийное состояние металлических стропильных ферм пролетом 30 м	12
4. Обрушение блока стропильных ферм склада руды и концентрата	15
5. Обрушение кровли сборочного цеха	20
6. Обрушение кровли над двумя печами мартеновского цеха	24
Глава II. Аварии стальных конструкций специальных сооружений	33
1. Обрушение транспортной галереи горнообогатительного комбината	33
2. Аварийное состояние транспортной галереи	37
3. Авария копра главного ствола угольной шахты	41
4. Аварийное состояние наклонного моста доменной печи	43
5. Обрушение корпуса газгольдера переменного объема	47
Глава III. Аварии стальных конструкций тяжелого и кранового машиностроения	52
1. Авария транспортно-отвального моста	52
2. Авария роторного экскаватора ЭРГ-1600	60
3. Аварийное состояние стальных конструкций козлового крана КК50-45	66
4. Аварии монтажных башенных кранов	73
Глава IV. Расследование аварий стальных конструкций	80
1. Общая методика	80
2. Выяснение обстоятельств аварии	81
3. Ознакомление с технической документацией	82
4. Определение фактических нагрузок	83
5. Исследование стали	84
6. Обследование стальных конструкций	86
7. Поверочные расчеты конструкций, подвергшихся аварии	99
8. Составление заключения об аварии	100
Глава V. Усиление стальных конструкций	106
1. Общие положения	106
2. Усиление центрально растянутых элементов стальных конструкций	113
3. Усиление центрально сжатых элементов стальных конструкций	119
4. Усиление внецентренно сжатых элементов стальных конструкций	124
5. Усиление внецентренно растянутых элементов стальных конструкций	130
6. Усиление изгибаемых элементов стальных конструкций	131

7. Усиление сварных швов под нагрузкой	139
8. Усиление заклепочных и болтовых соединений	142
Глава VI. Эксплуатация стальных конструкций промышленных зданий и соору- жений	149
1. Служба эксплуатации зданий и сооружений	149
2. Основные правила эксплуатации стальных конструкций	153
3. О воздействиях эксплуатационной среды на стальные конструкции	156
4. Защита стальных конструкций от коррозии лакокрасочными покрытиями	161
Анализ причин разрушения конструкций	169
<i>Приложение 1. Нормативные данные по ТУиН 1934 и 1936 гг.</i>	175
<i>Приложение 2. Нормативные данные по проектированию и применению стальных конструкций в условиях военного времени ($\gamma=28-42$)</i>	178
<i>Приложение 3. Нормативные данные по ННТУ 1-46</i>	180
<i>Приложение 4. Коэффициенты продольного изгиба по нормам и техническим условиям разных периодов</i>	182
<i>Приложение 5. Сортаменты металлопроката 1926-1934 гг.</i>	182
<i>Приложение 6. Радиусы инерции основных сечений элементов стальных кон- струкций</i>	197
Литература	198

МИХАИЛ МИХАЙЛОВИЧ САХНОВСКИЙ, АЛЕКСАНДР МИХАЙЛОВИЧ ТИТОВ

УРОКИ АВАРИЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Редактор Г. И. Балла. Обложка художника В. Ф. Олифиренко. Художественный редактор
Э. В. Красий. Технический редактор М. Г. Минченко. Корректоры Л. К. Иванова, Р. И. Кацис.

БФ 01377. Сдано в набор 21. II. 1969 г. Подписано к печати 16. V. 1969 г. Бумага типографская № 1,
70×90¹/₁₆=6,25 бумажных, 12,5 физ., 14,62 усл. печатных, 13,41 уч.-изд. л. Тираж 8000. Цена 1 р. 07 коп.
Заказ 123.

Издательство «Будівельник», Киев, Владимирская, 24.

Киевская книжная типография № 6, Киев, Выборгская, 84.