

## ОБЕСПЕЧЕНИЕ ДЛИТЕЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

**В** процессе эксплуатации стальные конструкции производственных зданий воспринимают различные нагрузки и воздействия, от коррозии уменьшаются их сечения. При неблагоприятных воздействиях возможно развитие сверхнормативных деформаций конструкций и даже их обрушение. Для обеспечения надежной эксплуатации производится наблюдение за конструкциями и периодическое их обследование специализированными организациями, поскольку процесс обследования конструкций производственных зданий и сооружений достаточно сложный и ответственный.

В Украине действует нормативный документ ДБН 362-92 «Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений», регламентирующий обследование стальных конструкций производственных зданий и сооружений.

При выполнении обследований стальных конструкций производственных зданий в зависимости от конкретных обстоятельств ставятся различные задачи, требующие эффективного решения. Составить универсальную методику обследования, обеспечивающую достаточное обоснование надежной эксплуатации здания, достаточно сложно. В каждом конкретном случае более целесообразно выполнять определенные виды работ.

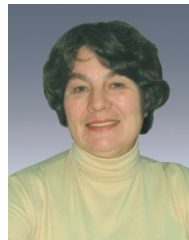
Как правило, на протяжении эксплуатации проводится несколько обследований конструкций, результаты которых, как и сохранившуюся проектную документацию, следует тщательно изучать.

Обследования, проводимые институтами проекстальконструкции, характеризуются выполнением расчетов обычно плоских рам и подкрановых балок, подробным составлением ведомостей дефектов с предложениями по их усилению. Тем не менее, можно назвать и невыполняемые ими работы с учетом современного технического и программного обеспечения:

- обычно не анализируется расчетом пространственная работа каркаса здания;



**Ю.И. Серая**  
инженер 2-й категории  
ООО «Настрой», г. Запорожье



**Н.И. Нотыч**  
ведущий инженер  
ООО «Настрой», г. Запорожье

- не производится съемка имеющегося положения каркаса и учет влияния смещений на напряженное состояние конструкций;
- не определяется расчетом реальная устойчивость системы.

Периодически происходят изменения норм, определяющих нагрузки и воздействия. В частности, существенно возросла нагрузка на покрытия в связи с увеличением нагрузки от снега. Поэтому многие конструкции покрытия не имеют необходимой несущей способности и формально требуют их усиления. Рекомендовать ли такое усиление – это достаточно сложный вопрос, ответ на который может быть получен только с учетом особенностей каждого конкретного объекта.

Также достаточно сложным является определение расчетного сопротивления стали конструкций, изготовленных до 60-х годов [1], и соблюдение современных требований относительно стали в конструкциях покрытия.

При обследовании необходимо учитывать наиболее распространенные повреждения и аварии конструкций, к которым относится перегрузка покрытия снегом или пылью. Также встречаются случаи обрушения из-за уменьшения сечений металла от коррозии. Известны случаи ударов по фермам покрытий в результате аварий оборудования, ошибок при проектировании обеспечения устойчивости конструкций.

Особого внимания требуют здания, на которые отсутствует проектная документация. Каждая организация имеет свой сложившийся опыт выполнения проектной документации, но иногда проект зданий выполняют институты, не имеющие достаточного опыта в проектировании.

В общем, при обследовании необходимо выполнить статические расчеты по проектным или обмерным чертежам с учетом реальной геометрии и имеющихся повреждений. В каждом регионе могут быть специфические воздействия на конструкции. Например, во многих регионах Украины имеются просадочные грунты, из-за которых развиваются неравномерные вертикальные и горизонтальные смещения фундаментов, учет которых достаточно важен и, вместе с тем, сложно осуществим.

Все рекомендации по усилению конструкций в условиях действующего предприятия должны быть согласованы с руководством предприятия. Попробуем проследить на примерах эти и многие другие трудности на пути обеспечения нормальной эксплуатации зданий.

**Ангар из демонтированных немецких конструкций.** Цель работы – оценка технического состояния, разработка рекомендаций по дальнейшей эксплуатации здания ангара-мастерской на территории авиационного предприятия, а также использование материалов обследования для составления паспорта технического состояния здания.

Проектная документация на здание отсутствует. В 1951–1954 гг. научно-исследовательским сектором инженерно-строительного института было выполнено обследование стальных конструкций покрытия основной части здания – ангара. В рамках этого обследования были составлены обмерные чертежи и дефектная ведомость, проведены испытания на ударную вязкость образцов стальных конструкций и их химический анализ. По химическому составу сталь является кипящей и, очевидно, конверторно-бессемеровской, т.е. способ выплавки стали, при котором ударная вязкость имеет минимальную величину. При испытаниях при температуре  $-10^{\circ}$  ударная вязкость падает до  $0,25-0,6$  кгс $\cdot$ м/см $^2$ .

Обследуемые стальные конструкции были возведены в Германии, возможно в 30-е годы прошлого века, а после войны демонтированы и привезены в Украину. Были проанализированы

применяемые марки сталей в Германии в 30-е годы [2]. Постановлением Прусского министерства народного благосостояния от 25.02.1925 в строительстве была введена сталь St48. В период с 1926 по 1937 гг. в Германии было освоено производство стали St52. Цифры марки стали – 48 и 52 показывают среднюю величину временного сопротивления сталей: 48, 52 кг/мм $^2$ . Все применяемые в то время стали имели площадки текучести на уровне – 2400–2800 кг/см $^2$ . Расчет конструкций в Германии, как и в СССР, выполнялся по допускаемым напряжениям  $\sigma_{доп} = 1600$  кг/см $^2$ . Следует заметить, что это значение принято с учетом возможного отклонения нагрузок, поэтому при расчете по методу предельных состояний с учетом коэффициентов надежности по нагрузке значение расчетного сопротивления  $R$  должно приниматься порядка 1900–2000 кг/см $^2$ , даже для стали 30-х годов. Сталь, изготавливаемая в основном по технологии Томаса и Сименса-Мартина, из-за высокого содержания фосфора и азота не удовлетворяла требования достаточной свариваемости.

Конструкции ангара, традиционные для такого типа зданий, обычно характеризуются большим входным пролетом до 60 м и, соответственно, большепролетной подстропильной конструкцией. В Германии в 30-е годы был опыт проектирования таких большепролетных конструкций. Анализ происшедших аварий показывает, что имелся случай обрушения таких конструкций из-за неправильного проектирования узловых соединений. В обследуемой конструкции ангара узловые соединения выполнены тщательно.

Конструкции покрытия основной части здания – ангара, из-за значительных размеров помещения (40 50 м), выполнены в виде подстропильных двухскатных ферм длиной 50,9 м, высотой на опорах 3,8 м и высотой в коньке – 5,06 м. В одном из торцов установлены балки покрытия с опиранием на колонны здания. По фермам и колоннам установлены стропильные фермы с шагом 8,48 м. По фермам уложены прогоны из двутавра № 22, а по ним – прогоны под профилированный лист покрытия из швеллера № 10.

Фермы выполнены из прокатных профилей производства Германии. Стержневые элементы ферм из прокатных профилей (двутавры и швеллеры) усилены накладками из листового

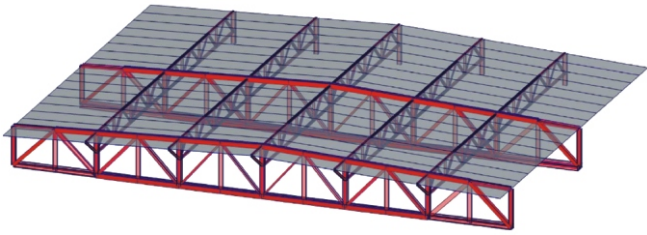


Рис. 1. Общий вид расчетной схемы

проката при помощи заклепочных соединений. В узлах ферм стержневые элементы соединены при помощи накладок из листового проката с использованием заклепочных соединений и частично болтов.

Выполненный расчет по пространственной расчетной модели, в которой учтены стропильные и подстропильные фермы покрытия (рис. 1), а также на нагрузки от собственного веса покрытия, постоянной, снеговой и крановой нагрузок позволил вычислить усилия в элементах ферм, определить коэффициенты использования несущей способности элементов покрытия.

Проверка показала, что максимальный коэффициент использования несущей способности сечений элементов ферм составляет  $0,92 < 1$  и определяется критерием прочности. Несущая способность конструкций достаточна.

По результатам обследования 1951–1954 гг. было рекомендовано не эксплуатировать подвесные краны при температуре ниже  $0^\circ$  из-за опасности хладноломкости стали.

Эксплуатация ангара была разрешена, т.к. даже с учетом современных норм по снеговой нагрузке напряжения в конструкциях не достигают расчетного сопротивления стали. Применение стали, близкой к кипящей, в стальных конструкциях, не подвергающихся длительным динамическим воздействиям, было признано допустимым.

**Прессово-кузовной корпус.** Цель обследования строительных конструкций – определение их технического состояния и несущей способности.

Здание, эксплуатируемое с 60-х годов, имело определенные повреждения. Его конструкции обследовались, в основном, в последние 10 лет несколькими организациями. Но при этом не производился подробный анализ их напряженно-деформированного состояния.

В поперечном направлении здание имеет один пролет в осях «1–6» размером в осях 192,42 30,0 м с высотой до низа стропильных ферм – 13,300 м (рис. 2). Остальные 7 пролетов располагаются в продольном направлении и имеют ширину по 24 м. Четыре пролета «Г–Д», «Д–Е», «Е–Ж» и «Ж–И» длиной по 84,0 м в осях

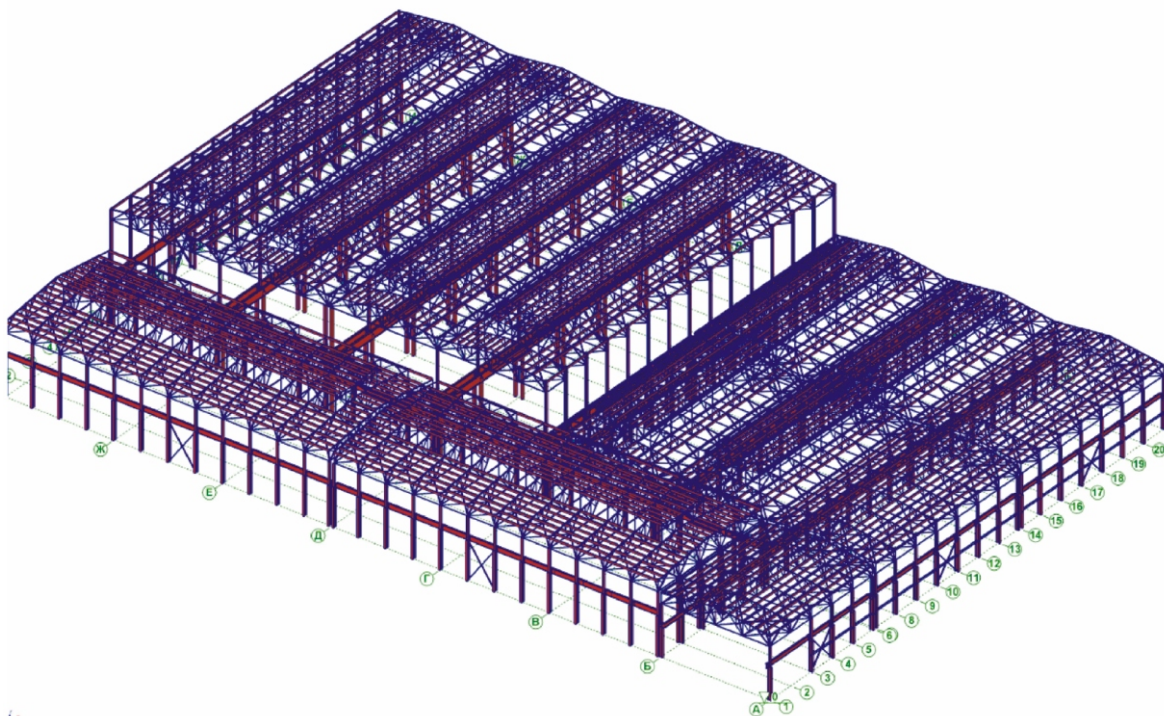


Рис. 2. Расчетная схема корпуса

«7–21», высотой до низа стропильных ферм 15,4 м. Два пролета в осях «Б/0–В/0» и «В/0–Г/0» шириной 24 м, высотой до низа стропильных конструкций 11,0 м. Пролет в осях «А–Б» выполнен шириной 24 м, высотой до низа стропильных конструкций 11,0 м. Из-за конструктивных особенностей цеха в пролете выполнено два деформационных шва в осях «6–7», «21–22» и один температурный по оси «14». Под частью здания в осях «7–22», рядах «Г–И» расположен подвал.

Известные обследования здания прессово-кузовного корпуса выполнялись в 1999 г. Отчет по обследованию, по-видимому, не составлялся.

В 2000 и 2002 гг. производилось подробное обследование конструкций, но в отчетах не указана его цель и задачи, нет выводов о результатах исследования. Можно предположить, что рассматриваемые материалы являются частью выполненной работы. Возможно из-за невыполнения заказчиком условий договора по оплате отчеты по обследованию заводу не были переданы.

Наибольшее количество случаев обрушения ферм обусловлено снеговой нагрузкой. Известны обрушения покрытий зданий в Германии, Польше и в Москве в 2002 г. В 1987 г. в городах Харьков, Запорожье и др. произошло несколько случаев обрушения стропильных конструкций производственных зданий. Наиболее существенным было обрушение стропильных ферм на Запорожском заводе металлоконструкций. Фермы нормально эксплуатировались в течение ~30–40 лет без видимых повреждений и во время снежной зимы в 1987 г. внезапно обрушились. При аварии ферм обычно обрушивается не одна, а сразу несколько, т.к. они связаны плитами и стальными связями. Интересный случай обрушения стропильных ферм описан чешским профессором М. Вашеком [3]. Обрушение ферм пролетом 27,5 м было вызвано увеличением веса утеплителя из-за намокания от дождя при ремонте покрытия. Обрушились все фермы здания длиной 187 м. Основной причиной аварии был назван высокий уровень напряжения в элементах ферм, составляющий 2000–2100 кг/см<sup>2</sup>. При таких напряжениях в стержнях ферм здание нормально эксплуатировалось с 1957 г. до 2002 г.

Учитывая, что стропильные фермы больших пролетов достаточно аварийно-опасны, следует тщательно оценивать их несущую способность.

Для расчета стропильных ферм применяется несколько расчетных моделей. Наиболее простая – это стержневая конструкция с шарнирными или жесткими узлами с одной подвижной опорой и с одной шарнирно неподвижной. Именно по такой модели, очевидно, выполнялся расчет при проектировании технологическим институтом обследуемого здания в 60-е годы и при его обследовании в 2000 г. Приведем несколько данных из этого расчета: нагрузка от покрытия была принята 358 кг/м<sup>2</sup>, нагрузка от снега – только 50 кг/м<sup>2</sup>. Также в расчете приняты минимальные значения веса кровли. При этом наибольшие напряжения составили 2180 кг/см<sup>2</sup>. Это достаточно большие напряжения, превышающие расчетное сопротивление стали  $R = 2100$  кг/см<sup>2</sup>.

Нами выполнен расчет стропильных и подстропильных ферм с применением плоских и пространственных расчетных схем.

В проекте указано, что принята сталь марки Ст3пс с пределом текучести 24 кг/мм<sup>2</sup>. Согласно СНиП, по которому проектировались фермы, расчетное сопротивление для такой стали  $R = 2100$  кгс/см<sup>2</sup>. Но при анализе проекта выявлено, что некоторые элементы решетки имеют напряжения, превышающие 2100 кгс/см<sup>2</sup>, что больше нормативного расчетного сопротивления.

Согласно СНиП II-23-88 и ДБН В.2.6163:2010 расчетное сопротивление для такой стали составляет  $R = 2400$  кгс/см<sup>2</sup>.

ДБН 362-92 «Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений» рекомендует вырезать образцы для испытания (не менее 5 шт из не менее чем двух разных конструкций), но вырезание образцов из ферм с таким высоким уровнем напряжений опасно.

Таким образом, считаем, что расчетное сопротивление стали, учитывая время изготовления конструкций, должно быть принято не более  $R = 2100$  кгс/см<sup>2</sup>.

Вычислены усилия и перемещения в элементах фермы. Выполнена проверка прочности и устойчивости элементов фермы. Элементы нисходящих раскосов не удовлетворяют условия прочности при совместном действии изгибающего момента и продольной силы. Коэффициент использования несущей способности составляет  $K_{исп} = 1,2$ . Таким образом, рекомендовано усиление раскосов путем увеличения сечения либо уменьшением нагрузки не менее чем на 0,1 т/м<sup>2</sup>.

Фермы пролетом 24 м установлены с шагом 6 м в осях «А–Г» и «Г–И». Схема работы ферм – неразрезная, поскольку на колоннах фермы имеют общий опорный элемент.

Поэтому принята расчетная схема, учитывающая соседние фермы и опирание на колонны с фактической жесткостью. Выполнялись статические расчеты основных несущих конструкций по программе SCAD [4]. По месту условного обрыва фермы приняты закрепления от горизонтальных смещений вдоль оси X. Расчет выполнялся на действие постоянных нагрузок и двух вариантов снеговой нагрузки.

В результате расчета получены вертикальные перемещения от постоянных нагрузок и комбинации постоянных и снеговых нагрузок. Некоторые элементы раскосов не удовлетворяют требования по устойчивости в плоскости фермы. В опорных раскосах не обеспечивается устойчивость при сжатии ( $K_{исп} = 1,18$ ). В остальных раскосах не обеспечивается прочность при совместном действии продольных усилий и изгибающих моментов, максимальный коэффициент использования составляет  $K_{исп} = 1,81$ . Таким образом, рекомендуется либо разработка конструкций усиления элементов ферм, либо снижение нагрузки на покрытие за счет замены железобетонных плит более легкой конструкцией покрытия.

Выполнен расчет фермы пролетом 24 м по разрезной схеме, т.е. с учетом податливого стыка верхних поясов соседних ферм. При разрезной работе ферм элементы стоек под фонарем и отдельные участки верхнего пояса не удовлетворяют требования прочности и устойчивости. Максимальный коэффициент использования в элементах стоек 1,46, в элементах верхнего пояса 1,18.

Поскольку при разрезной схеме в элементах фермы возникают усилия меньшие чем при неразрезной схеме, для уменьшения напряжений в элементах ферм было рекомендовано обеспечить податливость стыка верхнего пояса ферм на опорах.

Расчетный прогиб фермы пролетом 24 м от постоянных нагрузок составляет 26–34 мм, фермы пролетом 30 м – 36–66 мм.

Замеренный прогиб ферм пролетом 24 м составил 15–40 мм, и одна ферма – 85 мм, а для ферм пролетом 30 м – 49–56 мм.

Для 30-метровых ферм расчетный прогиб не превысил измеренный, для 24-метровых

ферм в некоторых случаях расчетный прогиб равен или больше измеренного. Только ферма № 4, с измеренным прогибом существенно большим расчетного, в процессе эксплуатации получила механические повреждения.

Таким образом, согласно расчету прогиб ферм на 15–20 % меньше измеренного может свидетельствовать о пластических деформациях.

Очевидно, что в результате несогласованности или ошибок проектирования, фермы эксплуатировались с напряжениями, превышающими расчетное сопротивление стали. Следовательно для обеспечения надежной эксплуатации необходимо выполнить усиление конструкций или снизить нагрузки.

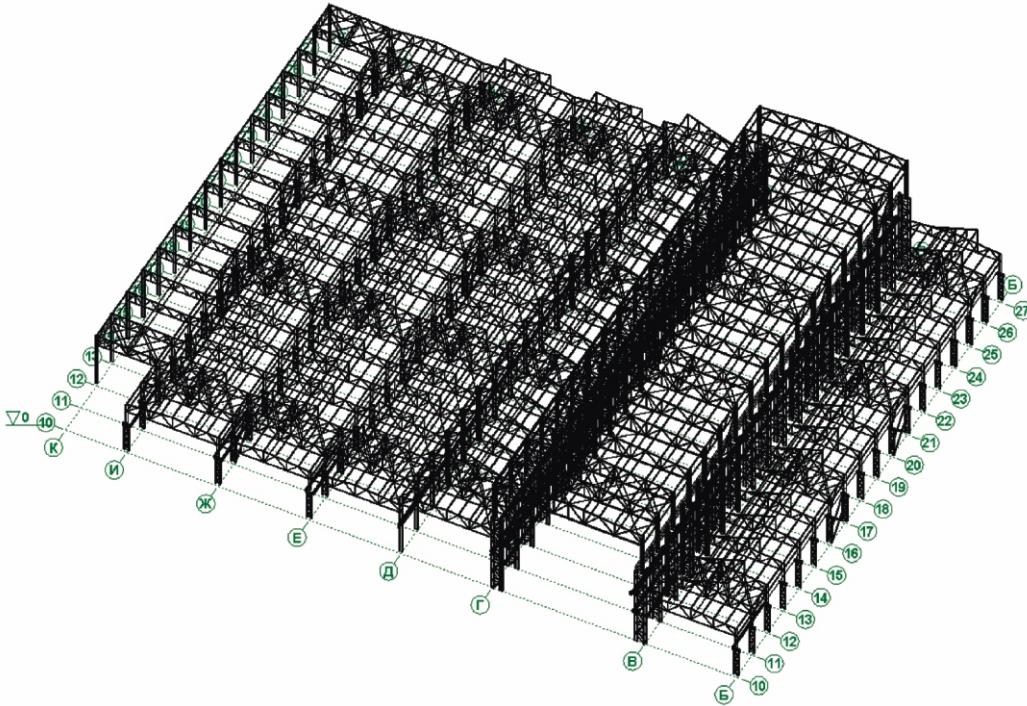
**Сборочный цех.** Согласно заданию выполнено обследование главного корпуса машиностроительного завода. Корпус в плане – прямоугольник шириной 120,0 м и длиной 264,0 м, развернутая производственная площадь (в закрытой части) – 31680 м<sup>2</sup> (рис. 3).

По ширине здания расположено шесть пролетов по 18,0 м, четыре пролета высотой до стропильных ферм – 8,7 м, два пролета – в рядах «Б–В» и «Г–Д» – высотой 10,8 м. Пролет «В–Г» имеет размер пролета 30,0 м и высоту до низа стропильных ферм 23,85 м. По длине здание разделено двумя температурными швами – по оси «10» и «27». Наибольшая длина температурного блока равна 108 м. Высота пролета «4–10» до низа стропильных конструкций 25,0 м.

Обычно наиболее ответственными конструкциями в производственных зданиях являются стропильные фермы.

Многие элементы ферм в процессе эксплуатации были усилены в связи с имеющимися повреждениями, выявленными ранее проведенными обследованиями. В настоящее время имеется некоторое количество металлических ферм, имеющих небольшие повреждения и изгибы нижнего пояса. Коррозия металла ферм и связей составляет примерно 10–15 % площади поверхности, глубина коррозии менее 0,5 мм.

Анализируемые стропильные фермы имеют традиционное конструктивное решение. При предыдущих исследованиях разрабатывалось усиление конструкций для уменьшения значительной гибкости отдельных элементов, усиление конструкций, выполненных из бесшовной стали, а также отдельных узловых соединений.

**Рис. 3. Расчетная схема цеха**


Из основных факторов, существенно влияющих на надежность конструкций покрытия, остались неисследованными:

- фактическая нагрузка с определением действующих усилий по адекватной модели;
- усилия в элементах покрытия от имеющихся и прогнозируемых неравномерных осадок опор с учетом пространственной работы каркаса.

Именно на этих проблемах было сосредоточено основное внимание. Определялся фактический вес покрытия и прогнозировалось его изменение при последующих ремонтах кровли. Была составлена адекватная пространственная расчетная модель температурного отсека каркаса и определены усилия в основных конструкциях.

Основной особенностью обследуемого здания является то, что построено оно на просадочных грунтах значительной мощности. При этом не были устранены просадочные свойства и, по-видимому, неравномерные просадки наблюдаются в течение всего срока эксплуатации.

С помощью тахеометра «Торсон TPS-3003N» были определены имеющиеся осадки.

По имеющимся отклонениям от горизонтальной плоскости выявлены происшедшие осадки фундаментов.

При определении запаса устойчивости системы учитывалось влияние неравномерных осадок.

Для конструкций, имеющих недостаточную несущую способность, разрабатывалось усиление.

Результаты измерения осадок и сравнение их с данными 1985 г. показали, что осадки здания продолжают, но неравномерности их несколько меньше, чем было зафиксировано ранее.

Для оценки изменения усилий в результате происшедших неравномерных деформаций произведен пространственный расчет температурного отсека в осях «10–27» (см. рис. 3).

*Нижний пояс ферм.* Небольшие сжимающие усилия, возникающие в нижних поясах ферм, компенсируют имеющееся растяжение, и потеря устойчивости крайних элементов нижнего пояса не приводит к обрушению ферм, а напротив – разгружает часть элементов решетки.

*Верхний пояс ферм.* Многие фермы, в результате неравномерных осадок, в верхнем поясе имеют растягивающие напряжения, что компенсирует имеющееся в нем сжатие, дополнительные сжимающие усилия возникают в не самых нагруженных участках верхнего пояса и не превышают 10 т.

*Решетка ферм.* В опорных раскосах и сжатых восходящих раскосах в отдельных фермах увеличились сжимающие усилия. Кроме того, в отдельных растянутых элементах решетки возникло сжатие, превышающее имеющееся в них растяжение, что могло привести к потере ими устойчивости.

*Колонны и связи по ним.* Значительные усилия, возникшие в колоннах, вызваны потерей устойчивости и выходом из плоскости многих связей. Было рекомендовано часть из них замечать или усилить.

В целом, в результате неравномерных деформаций основания в конструкциях ферм, возникли усилия, превышающие несущую способность элементов. Большинство поврежденных элементов были уже усилены на основании проведенных ранее обследований. Таким образом, из неусиленных наиболее ненадежным элементом конструкции является первый восходящий сжатый раскос стропильных ферм. Согласно расчету несущая способность второго восходящего сжатого раскоса также недостаточна ( $K_{исп} = 1,24$ ).

Проделанные расчеты в сочетании с обследованием и анализом документации выявили слабые места в конструкциях. Расчетом по пространственной модели определено, что из-за неравномерных осадок некоторые элементы решетки ферм получили дополнительные сжимающие усилия, из-за которых наблюдался выход из плоскости этих элементов. Ранее эти элементы уже усиливались, но причина их перегруза не была определена.

**Аппаратный корпус.** Здание, построенное в 1947–1953 гг. по проекту института ПИ-2 (г. Москва), в основном одноэтажное с размерами в плане 216 102 м. Конструктивная система каркасная с пролетами 12, 14, 15 и 18 м и шагом колонн 10 м. Конструкции стальные клепаные, привезенные после войны из Германии. Наружные стены – кирпичные самонесущие. Имеется информация, что здание было построено в Германии в 1916–1918 гг. Вместе с конструкциями была вывезена и проектная документация со статическими расчетами.

Каркас здания состоит в основном из П-образных рам с шарнирами на опорах и трехшарнирными арками. Большая часть конструкций – сплошностенчатые клепаные с переменной высотой сечения стенки.

Подкрановые балки также клепаные. Вертикальные связи по колоннам выполнены в виде сплошностенчатых порталов, прогоны пролетом 10 м – из прокатных швеллеров, причем явно недостаточного сечения. При эксплуатации они получили сверхнормативные вертикальные и горизонтальные прогибы. Значительные деформации произошли также в некоторых порталных связях.

Здание было построено на просадочных грунтах мощностью более 30 м с возможной просадкой около 1 м. При этом не было предусмотрено никаких противопросадочных мероприятий. В результате неравномерных осадок в стенах здания образовались трещины. Имелись также деформации стального каркаса.

В последние годы замедлился подъем уровня подземных вод и не наблюдается изменения раскрытия трещин. Поэтому можно считать, что значительные неравномерные осадки не происходят.

Во время периодически проводимых обследований были предложены и отчасти выполнены усиления конструкций.

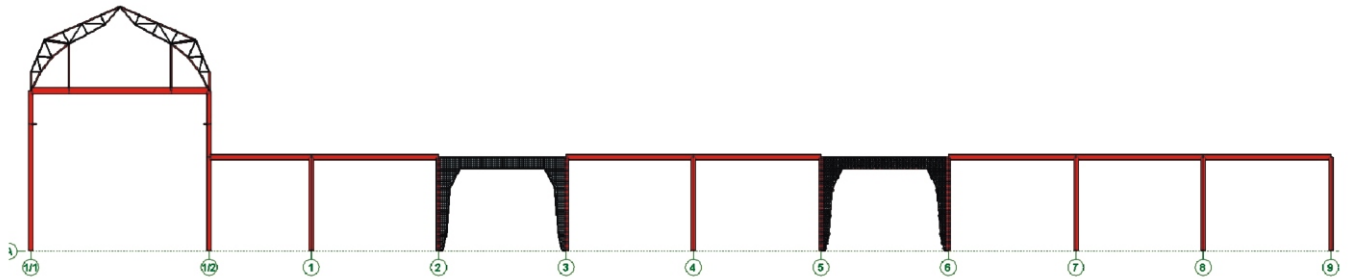
Наиболее подробно обследования выполнялись институтами проекстальконструкции, в которых проводились прочностные расчеты основных несущих конструкций. Многие организации выполняли обследования в основном только визуально, без статических расчетов и, соответственно, без оценки надежности.

В процессе обследования были определены характеристики стали.

По данным механических испытаний, сталь может быть приравнена к стали марки Ст. 3 группы «А». Высокое содержание серы и фосфора приближает ее к «кипящей» бессемеровской стали марки БстО по ГОСТу 380-60.

Проектный институт № 2 (г. Москва) при составлении проекта реконструкции принял для металла допускаемое напряжение  $1200 \text{ кгс/см}^2$  без учета дополнительных нагрузок и  $1400 \text{ кгс/см}^2$  – с учетом последних. Примерно такие же допускаемые напряжения принимались при проектировании стальных конструкций в 1916 г. Нами же при расчете по методу предельных состояний значение расчетного сопротивления  $R$  было принято  $1900 \text{ кг/см}^2$ .

Был выполнен статический расчет продольной рамы с целью оценки несущей способности порталных связей при восприятии нагрузок от ветра с грузовой ширины 30 м (шаг расположения порталных связей) и от фактически замеченных осадок фундаментов. Расчетом установлено, что количество порталных связей достаточно для восприятия ветровой нагрузки. Показано, что смещение элементов связей из плоскости обусловлено неравномерными осадками фундаментов. Выполненный расчет с учетом фактической геометрии связей показал, что этими связями обеспечивается устойчивость


**Рис. 4. Расчетная схема поперечной рамы**

каркаса. Ремонт и дополнительная установка связей, как рекомендовали при ранее выполненных обследованиях, не требуется.

Также был выполнен расчет рамы длиной 216 м в поперечном направлении (рис. 4). При такой значительной длине в конструкциях возникают усилия от перепада температуры. Поэтому дополнительно в расчете были учтены усилия от перепада температуры  $\pm 30^\circ \text{C}$ . В результате напряжения в конструкциях не превысили допустимых.

При обследовании было обнаружено, что прогоны кровли имеют прогибы в вертикальной плоскости, в отдельных местах превышающие допустимые. Эти повреждения отмечали и другие организации, занимающиеся обследованием ранее. Так, например, проектным институтом было предложено выполнить усиление прогонов шпренгелем из уголков и гладкой арматуры.

В пояснительной записке ПИ № 2 отмечено, что прогоны покрытия выполнены как балки Гербера. Это статически определенные конструкции с шарнирами в пролете. Фактически часть прогонов выполнена однопролетными разрезными по проекту местной проектной организации.

Выполненные нами расчеты прогонов показали, что их несущая способность недостаточна. Необходимо установить распорки для повышения их устойчивости, а для улучшения прочностных характеристик выполнить их усиление, в зависимости от нагрузки на прогоны либо шпренгелем, либо подведением дополнительного прогона.

**Выводы.** При оценке технического состояния стальных конструкций производственных зданий целесообразно выполнять их многократное обследование одной и той же организацией, что позволит вести длительное наблюдение и подробнее анализировать имеющиеся деформации.

При этом для качественного выполнения обследований необходимо сопоставлять выявленные ранее дефекты с проявившимися на момент обследования. Расчет по адекватной модели следует выполнять согласно действующим нормативным документам, используя современное оснащение.

При выявлении повреждений необходимо разработать эффективные усиления (надежные, осуществимые и экономичные), а также рекомендации по надежной эксплуатации объекта, обеспечивающие его длительную надежность.

[1] Нормы и технические условия проектирования стальных конструкций (НитУ 121-55), Москва, 1955.

[2] *H. Pasternak, H-U. Hoch, D. Füg* «Stahltragwerke im Industriebau» Ernst&Sohn, S. 304.

[3] *Milan Vašek* «Havarie, poruchy a rekonstrukce». Grada, 2011. – 191 p.

[4] *Перельмутер А.В., Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А.* Вычислительный комплекс SCAD. – М.: SCAD SOFT, 2007. – 609 с.