**Министерство строительства
и жилищно-коммунального хозяйства
Российской Федерации**

**Федеральное автономное учреждение
«Федеральный центр нормирования, стандартизации
и оценки соответствия в строительстве»**

Методическое пособие

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕРОПРИЯТИЙ ПО ЗАЩИТЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

Москва 2018

gost.e-ecolog.ru

Содержание

Введение 4
I ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ 4
I.1 Область применения 5
I.2 Нормативные ссылки 5
I.3 Термины и определения 7
I.4 Общие требования 8
II ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ И МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ЗАЩИТЫ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ 14
II.1 Характеристики строительных материалов, конструкций и критерии особого предельного состояния 14
II.2 Нагрузки и воздействия 16
II.3 Требования к расчетным моделям 17
II.4 Расчет в квазистатической постановке 19
II.5 Расчет кинематическим методом теории предельного равновесия 22
II.6 Расчет в динамической постановке 22
III КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО ЗАЩИТЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ РАЗЛИЧНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ 26
III.1 Общие положения 26
III.2 Многоэтажные каркасные здания 26
III.3 Крупнопанельные, кирпичные и комбинированные конструкции зданий и сооружений 29
III.4 Одноэтажные каркасные здания 33
IV ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ПО ЗАЩИТЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ 35
IV.1 Расчет 17-этажного панельного жилого дома 35
IV.2 Расчет фрагмента кирпичного здания храма 58
IV.3 Расчет производственного шестиэтажного здания с рамно-связевым каркасом 67
IV.3 Расчет каркаса одноэтажного производственного здания 77
IV.4 Расчет каркаса многоэтажного здания с монолитным железобетонным каркасом 88
IV.5 Расчет защиты эксплуатируемого складчатого пространственного покрытия от прогрессирующего обрушения 99
IV.6 Расчет защиты пространственного покрытия производственного здания из панелей-оболочек коммуникационного типа (КСО) от прогрессирующего обрушения 104
IV.7 Расчет стального каркаса высотного здания в динамической нелинейной постановке 112
IV.8 Расчет стального покрытия большепролетного сооружения в динамической нелинейной постановке 127

Приложение А. Рекомендации по составу и оформлению отчетной документации по результатам расчетов строительных конструкций зданий и сооружений на прогрессирующее обрушение 144
Библиография 156

Предисловие

Настоящее пособие разработано в развитие Свода правил СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения».

В Пособии приведены требования СП 385.1325800.2018 по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения; положения, детализирующие эти требования; примеры расчета, а также дополнительные рекомендации необходимые для проектирования. Номера пунктов, таблиц и приложений СП 385.1325800.2018 указаны в скобках.

В Пособии детализируются указания СП 385.1325800.2018 по расчету и проектированию защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения (в соответствии с Федеральным законом №384 ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»).

В пособии не приведены особенности проектирования конструкций отдельных видов зданий, связанные с определением нагрузок и усилий в этих конструкциях. Эти вопросы рассмотрены в соответствующих Сводах правил и пособиях. В нем даны основные положения, раскрывающие требования к учету нагрузок, к назначению прочностных и деформационных характеристик материалов, детализация общих положений по проектированию защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения, требования к расчетным моделям и конструктивные мероприятия.

Основное внимание в пособии уделено детализации алгоритмов расчета и примерам реализации этих алгоритмов в расчетах различных типов конструктивных систем зданий и сооружений. Примеры расчета выполнены тремя основными методами: квазистатическим методом, кинематическим методом предельного равновесия и методом прямого динамического расчета в физически, геометрически и конструктивно нелинейной постановке.

Пособие разработано авторским коллективом в составе: ФГБОУ ВО «ЮЗГУ» (руководитель темы – д. т. н., проф. *В.И. Колчунов*; д. т. н., проф. С.Г. Емельянов; д. т. н., проф. Вл. И. Колчунов, к. т. н. Савин С.Ю.), ФГБОУ ВО МГСУ (д. т. н., проф. Н.В. Федорова), ЗАО «ГОРПРОЕКТ» (д. т. н., проф. В.И. Травуш), АО «ЦНИИПромзданий» (руководитель темы – к. т. н. Н.Г. Келасьев; д. т. н., проф. Э.Н. Кодыш; д. т. н., проф. Н.Н. Трекин), АО МНИИТЭП (инж. Г.И. Шапиро, М.Ю. Новикова), ООО «Техрекон» (инж. А.Г. Шапиро), Научно-исследовательский центр СтаДиО (д. т. н., проф. А.М. Белостоцкий, к. т. ню А.С. Павлов), ФГАОУ ВО «Крымский федеральный университет имени В.И. Вернадского» (к. т. н. П.А. Кореньков).

I ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.1 Область применения

I.1.1 Рекомендации настоящего Пособия распространяются на проектирование зданий и сооружений повышенного уровня ответственности класса КС-3 различных конструктивных систем в целях обеспечения их защиты от прогрессирующего обрушения, а также зданий и сооружений нормального уровня ответственности класса КС-2, перечисленных в таблице I.4.1

I.1.2 Рекомендации Пособия не распространяются на проектирование транспортных (за исключением пассажирских терминалов, железнодорожных, автомобильных, речных и морских вокзалов, аэропортов, объектов систем связи, навигации и управления движением транспортных средств, а также иных зданий и сооружений, обеспечивающих функционирование транспортного комплекса зданий) и гидротехнических сооружений.

I.1.3 (1.3) Рекомендации настоящего Пособия к СП 385.1325800.2018 не распространяется на здания и сооружения, относящиеся к объектам культурного наследия (памятникам истории и культуры) народов Российской Федерации, требования к защите от прогрессирующего обрушения которых устанавливаются в соответствии с требованиями [1]–[3].

I.2 Нормативные ссылки

В настоящем Пособии использованы нормативные ссылки на следующие документы:

ГОСТ 27751–2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения»

ГОСТ 31937–2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния»

СП 14.13330.2014 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах» (с изменением № 1)

СП 15.13330.2012 «СНиП II-22-81* Каменные и армокаменные конструкции» (с изменениями № 1, № 2)

СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции»

СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия»

СП 21.13330.2012 «СНиП 2.01.09-91 Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах» (с изменением № 1)

СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений»

СП 44.13330.2011 «СНиП 2.09.04-87* Административные и бытовые здания» (с изменением №1)

СП 54.13330.2016 «СНиП 31-01-2003 Здания жилые многоквартирные»

СП 56.13330.2011 «СНиП 31-03-2001 Производственные здания» (с изменением № 1)

СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (с изменениями № 1, № 2, № 3)

СП 64.13330.2017 «СНиП II-25-80 Деревянные конструкции» (с изменением № 1)

СП 104.13330.2016 «Инженерная защита территорий от затопления и подтопления»

СП 115.13330.2011 «Геофизика опасных природных воздействий»

СП 116.13330.2012 «СНиП 22-02-2003 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения»

СП 128.13330.2016 «СНиП 2.03.06-85 Алюминиевые конструкции»

СП 131.13330 «Строительная климатология»

СП 132.13330.2011 «Обеспечение антитеррористической защищенности зданий и сооружений. Общие требования проектирования»

СП 249.1325800. 2016 «Коммуникации подземные. Проектирование и строительство закрытым и открытым способами»

СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования»

СП 267.1325800.2016 «Здания и комплексы высотные. Правила проектирования»

СП 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия»

СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения»

Национальный стандарт НСР ЕН 1990-2011 «ЕВРОКОД 0: Основы проектирования сооружений»

ГОСТ Р ИСО 2394-2016 «Конструкции строительные. Основные принципы надежности»

ГОСТ Р ИСО 4355-2016 «Основы проектирования строительных конструкций. Определение снеговых нагрузок на покрытия».

Примечание: При пользовании настоящим Пособием целесообразно проверить действие ссылочных документов в информационной системе общего пользования – на официальном сайте федерального органа исполнительной власти в сфере стандартизации в сети Интернет или по ежегодному информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по выпускам ежемесячного информационного указателя «Национальные стандарты» за текущий год. Если заменен ссылочный документ, на который дана недатированная ссылка, то рекомендуется использовать действующую версию этого документа с учетом всех внесенных в данную версию изменений. Если заменен ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, то рекомендуется использовать версию этого документа с указанным выше годом утверждения (принятия).

Если после утверждения настоящего свода правил в ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение рекомендуется применять без учета данного изменения. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, рекомендуется применять в части, не затрагивающей эту ссылку. Сведения о действии сводов правил целесообразно проверить в Федеральном информационном фонде стандартов.

I.3 Термины и определения

В настоящем Пособии применены термины по [1], ГОСТ 27751, а также следующие термины с соответствующими определениями:

I.3.1 (3.1) **Аварийные воздействия:** непредусмотренные нормальной эксплуатацией воздействия, характеризуемые малой вероятностью возникновения за время расчетного срока службы зданий и сооружений, которые могут вызвать потерю несущей способности несущих конструктивных элементов.

I.3.2 **Аварийная расчетная ситуация:** ситуация, соответствующая исключительным условиям работы сооружения, которые могут привести к существенным социальным, экономическим и экологическим потерям;

I.3.3 (3.2) **Аутригерные конструкции:** пересекающиеся фермы, связи, диафрагмы или балки (балки-стенки), обеспечивающие повышенную жесткость этажа (пространства).

I.3.5 (3.3) **Вторичная расчетная схема:** расчетная схема, полученная из первичной расчетной схемы путем исключения одного или нескольких несущих конструктивных элементов, расположенных в зоне локального разрушения.

I.3.6 **Конструктивная система:** совокупность взаимосвязанных строительных конструкций и основания.

[п. 2.2.2 ГОСТ 27751-2014].

I.3.7 **Коэффициенты надежности:** коэффициенты, учитывающие возможные неблагоприятные отклонения значений нагрузок, характеристик материалов и расчетной схемы строительного объекта от реальных условий его эксплуатации, а также уровень ответственности строительных объектов.

I.3.8 (3.4) **Локальное разрушение:** потеря несущей способности, устойчивости или отказ функционирования конструктивного элемента или группы несущих конструктивных элементов на ограниченной площади вследствие аварийного воздействия.

I.3.9 (3.5) **Особое предельное состояние:** состояние конструкций, возникающее при аварийных воздействиях и расчетных ситуациях, превышение которых приводит к их разрушению.

I.3.10 **Основание:** часть массива грунта, взаимодействующая с конструкцией сооружения, воспринимающая воздействия и нагрузки, передаваемые через фундамент и подземные части сооружения и передающие на сооружение техногенные и природные воздействия.

I.3.11 **Нормативные характеристики физических свойств материалов:** значения физико-механических характеристик материалов, устанавливаемые в нормативных документах или технических условиях и контролируемые при их изготовлении, при строительстве и эксплуатации строительного объекта.

I.3.12 (3.6) **Первичная расчетная схема:** расчетная схема, принятая для условий нормальной эксплуатации здания или сооружения на основные сочетания нагрузок в соответствии с СП 20.13330.

I.3.13 **Прогрессирующее (лавинообразное) обрушение:** последовательное (цепное) разрушение несущих строительных конструкций, приводящее к обрушению всего сооружения или его частей вследствие начального локального повреждения. [п. 2.2.9 ГОСТ 27751-2010]

I.3.14 **Расчетная схема (модель):** модель конструктивной системы, используемая при проведении расчетов.

[п. 2.2.10 ГОСТ 27751-2014].

I.3.15 **Расчетные критерии предельных состояний:** соотношения, определяющие условия реализации предельных состояний.

I.3.16 **Расчетные ситуации:** учитываемый при расчете сооружений комплекс наиболее неблагоприятных условий, которые могут возникнуть при его эксплуатации.

I.3.17 **Реологическое свойство материалов:** проявление необратимых остаточных деформаций и текучести или ползучести под влиянием нагрузки и (или) воздействия.

[ст. 2.Федерального закона № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»].

I.3.18 **Технический мониторинг:** систематическое наблюдение за состоянием конструкций с целью контроля их качества, оценки соответствия проектным решениям и нормативным требованиям, прогноза фактической несущей способности и прогнозирования на этой основе остаточного ресурса сооружения, принятие обоснованных решений о продлении срока безаварийной эксплуатации объекта ГОСТ Р 54257-2010

I.4 Общие требования

I.4.1 (4.1) Здания и сооружения в зависимости от уровня ответственности (см. таблицу I.4.1) должны быть защищены от прогрессирующего обрушения при локальном разрушении на стадии эксплуатации сооружения. Для этого необходимо обеспечить несущую способность как конструктивной системы сооружения в целом, так и отдельных элементов в зоне локального разрушения. По требованию заказчика в задании на проектирование, кроме необходимых требований по несущей способности допускается установление дополнительных требований.

Классификация зданий и сооружений по требованиям к защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения (Прил.И)

Таблица I.4.1

Уровень ответственности	Требования к защите	Перечень объектов по уровню ответственности
1 Повышенный	1 Расчетная проверка с использованием пространственных расчетных схем по особому предельному состоянию с удалением одного из несущих элементов (см. раздел II.3), с учетом нормативных характеристик материалов конструкций, физической, геометрической и конструктивной нелинейности. 2 По требованию заказчика в задании на проектирование(в дополнение к необходимым требованиям по несущей способности) могут быть установлены дополнительные требования по обеспечению трещиностойкости и деформативности конструкций сооружения при локальном разрушении	Перечень (или классификация) особо опасных, технически сложных и уникальных объектов установленный [3, статья 48.1] (за исключением сооружений, не входящих в область применения настоящего свода правил)
2 Нормальный	Расчетная проверка зданий и сооружений по пространственным расчетным схемам по особому предельному состоянию с удалением одного из несущих элементов (см. раздел II.3), с учетом нормативных характеристик материалов конструкций, физической, геометрической и конструктивной нелинейности	Все сооружения, при проектировании и строительстве которых используются принципиально новые конструктивные решения и технологии, которые не прошли проверку в практике строительства и эксплуатации. Перечень других зданий принимают в соответствии с положениями ГОСТ 27751, за исключением указанных в пункте 1 настоящей таблицы
3 Пониженный	Нет требований	Здания и сооружения, не перечисленные выше

Примечания:

1 По требованию заказчика в задании на проектирование (в дополнение к необходимым требованиям по несущей способности) могут быть установлены дополнительные требования, например по обеспечению трещиностойкости и/или деформативности конструкций сооружения при локальном разрушении.

2 Для зданий и сооружений нормального уровня ответственности допускается не выполнять расчет и проектирование защиты от прогрессирующего обрушения в случаях, если их необходимость не указана в нормативных документах, включенных в перечни, указанные в [1, статья 6, части 1,7].

I.4.2 (4.2) При реконструкции зданий или сооружений по результатам обследования технического состояния в соответствии с ГОСТ 31937, в целях обеспечения их защиты от прогрессирующего обрушения, проектирование следует выполнять для здания или сооружения в целом или

самостоятельного конструктивного блока в частях, ограниченных деформационными швами, в границах которых проводят реконструкцию.

I.4.3 (4.3) При капитальном ремонте проектирование защиты от прогрессирующего обрушения требуется для зданий и сооружений повышенного уровня ответственности в случаях, если предусматривается замена отдельных элементов несущих строительных конструкций на аналогичные или иные улучшающие показатели таких конструкций элементы и (или) восстановление указанных элементов. При капитальном ремонте зданий и сооружений нормального уровня ответственности допускается выполнять проектирование защиты от прогрессирующего обрушения при наличии требований в задании на проектирование.

I.4.4 (4.4) При техническом перевооружении опасного производственного объекта, осуществляемом одновременно с его реконструкцией, необходимо обеспечить защиту от прогрессирующего обрушения для здания или сооружения в целом или для самостоятельного конструктивного блока в частях, ограниченных деформационными швами, в границах которых проводят техническое перевооружение [4, статья 8, часть 1].

I.4.5. Расчет зданий и сооружений для обоснования их защиты от прогрессирующего обрушения вследствие локального разрушения, указанного в п. I.4.7, выполняется по особому предельному состоянию (в соответствии с п. 5.1.1 ГОСТ 27751) удовлетворяющему требованиям расчетных критериев. При выполнении расчета необходимо учитывать расчетные критерии особого предельного состояния, установленные в СП 385.1325800.2018 и в данном Пособии (в соответствии с п. 5.1.4 ГОСТ 27751).

I.4.6 Защита сооружения от прогрессирующего обрушения обеспечена, если для любых элементов и их соединений соблюдается условие

$$F \le S, \qquad \text{(I.4.1)}$$

где F– усилия в конструктивных элементах или их соединениях, определяемые расчетом;

S – несущая способность конструктивных элементов и их соединений, определяемая с учетом указаний раздела 5.

Конструкции, для которых требования по несущей способности не удовлетворяются, необходимо усилить, либо следует принять другие меры, повышающие сопротивление конструкций прогрессирующему обрушению.

I.4.7 (4.6) При расчете несущих конструкций одного (любого) этажа здания и сооружения зону локального разрушения определяют кругом площадью не менее 28 м^2(диаметр 6,0 м) для зданий и сооружений при высоте до 75 м, не менее 80 м^2 (диаметр 10 м) для зданий и сооружений высотой от 75 до 200 м и не менее 100 м^2 (диаметр 11,5 м) для зданий и сооружений высотой более 200 м:

- пересекающихся стен на участках от места их пересечения (в частности, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего вертикального стыка со стеной другого направления или на

участке указанного размера (при размещении центра круга в месте пересечения стен);

- отдельно стоящей стены от края до ближайшего проема или на участке указанного размера (при размещении центра круга в центре тяжести сечения стены);

- колонн (пилонов), ядер жесткости или колонн (пилонов) с примыкающими к ним участками стен, расположенных на участке указанного размера [при размещении центра круга в центре тяжести сечения одной из колонн (пилонов)].

В одноэтажных производственных зданиях следует рассматривать разрушение или удаление несущей конструкции на участке двух смежных шагов в однопролетных зданиях и смежных пролетах многопролетных зданий, а также удаление угловых колонн в однопролетных и многопролетных зданиях. В торце здания рассматривается удаление одной из колонн.

Для большепролетных зданий и сооружений в качестве локального разрушения следует рассматривать разрушение (удаление) одного из несущих элементов.

В других случаях локальное разрушение нужно определять согласно заданию на проектирование в зависимости от типа сооружения, но следует рассматривать разрушение (удаление) не менее одного из несущих элементов.

Зона локального разрушения может располагаться в любом месте сооружения и не должна приводить к прогрессирующему обрушению всего сооружения.

Для оценки защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения следует рассматривать наиболее опасные локальные разрушения.

I.4.8 (4.7) Защиту зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения необходимо обеспечивать наиболее рациональными средствами:

- при разработке архитектурно-планировочных решений следует учитывать возможность возникновения локального разрушения в результате аварийного воздействия;

- в зданиях и сооружениях применять конструктивные меры, повышающие степень статической неопределимости конструкции (повышение неразрезности конструкций, уменьшение числа шарнирных соединений и пр.);

- применять материалы и конструктивные решения, способствующие развитию в конструктивных элементах и их соединениях пластических деформаций.

I.4.9 В железобетонных конструкциях из сборных элементов индустриального изготовления, особое внимание должно быть уделено конструированию узлов и соединений способных воспринимать перераспределение усилий.

I.4.10 При проектировании следует учитывать аварийные ситуации, возникающие при действии особых нагрузок и воздействий при эксплуатации сооружений, а также при проведении реконструкции и технического перевооружения, в соответствии с разделом II.2.

I.4.11 Исходные данные для расчетов определяются на основании результатов инженерных изысканий (инженерно-геологических, инженерно-гидрометеорологических изысканий, а при проведении реконструкции, технического перевооружения и капитального ремонта, учитываются результаты инструментального обследования состояния строительных конструкций), требования СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия», СП 131.13330 «Строительная климатология», СП 296.1325800 «Здания и сооружения. Особые воздействия» и строительного задания с учетом технологических решений.

I.4.12 Расчеты выполняют в соответствии с требованиями нормативных документов, указанных в частях 1 и 7 ст. 6 [1], требованиями нормативных документов, установленными государственными заказчиками, федеральными органами исполнительной власти, уполномоченными в области обеспечения безопасности, обороны, государственного управления использованием атомной энергии, государственного регулирования безопасности при использовании атомной энергии, и (или) государственными контрактами (договорами) в случаях установленных ч. 4 ст. 3 [1], требованиями специальных технических условий (в случае их разработки и согласования в установленном порядке) и задания на проектирование.

Расчеты могут выполняться с применением нормативных документов, разработанных в развитие требований документов, указанных в частях 1 и 7 ст. 6 [1]. В случае отсутствия технических требований, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований [1] выполняется разработка специальных технических условий.

I.4.13 Выполнение расчетов с применением международных стандартов, стандартов и сводов правил иностранных государств возможно при условии их соответствия [2] и [3]. Такие документы должны быть зарегистрированы установленным порядком в Федеральном информационном фонде стандартов.

I.4.14 Документация по результатам расчетов должна содержать следующую информацию: исходные данные, постановку задач расчетных исследований, описание методики численного (или иного) моделирования, описания принятых допущений и упрощений, описания разработанных и верифицированных расчетных моделей пространственных схем, результаты определения в элементах расчетной модели конструктивной системы сооружений усилий, деформаций, перемещений, а также проверки устойчивости сооружений и их элементов при статических и динамических нагрузках, температурных и др. воздействиях, результаты выполненных расчетов с проверкой соответствующих критериев рассматриваемых предельных состояний с целью обеспечения надежности и долговеч-

ности сооружений при экономически обоснованном расходе материалов, описание процедур проверки в соответствии с принятой в организации системой обеспечения качества и конкретные выводы исполнителей расчетов. В случае выполнения второго, третьего и т.д. поверочных расчетов отчетная документация по результатам расчетов должна содержать сравнительный анализ расчетных схем и полученных результатов расчетов.

Рекомендуемая форма оформления документа приведена в Приложении А.

II ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ И МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ЗАЩИТЫ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

II.1 Характеристики строительных материалов, конструкций и критерии особого предельного состояния

II.1.1 При расчете сооружений на защиту от прогрессирующего обрушения прочностные характеристики материалов в соответствии с СП 15.13330, СП 16.13330, СП 63.13330, СП 64.13330, СП 128.13330, СП 266.1325800 принимают равными их нормативным значениям, а для реконструируемых зданий и сооружений – с учетом результатов обследования. Деформационные характеристики следует принимать с учетом особого предельного состояния (см. п. II.1.2):

- для каменных и армокаменных конструкций в соответствии с СП 15.13330;
- для стальных и алюминиевых конструкций в соответствии с СП 16.13330; СП 128.13330;
- для бетонных, железобетонных и сталежелезобетонных конструкций в соответствии с СП 63.13330, СП 266.1325800;
- для деревянных конструкций в соответствии с СП 64.13330.

Для реконструируемых зданий и сооружений назначение прочностных характеристик материалов производится с учетом результатов обследования.

II.1.2 (Прил.Е) При расчете зданий и сооружений на защиту от прогрессирующего обрушения критерии несущей способности при соответствующем обосновании следует формировать, как для особого предельного состояния.

В качестве критериев особого предельного состояния в рассматриваемом расчетном сечении конструкции следует принимать:

- ограничение деформаций сжатого бетона предельными значениями ε_{b_2}, определяемыми по расчетной или криволинейной диаграмме состояний при его кратковременном деформировании (рисунок II.1) и значениях напряжений, равных φR_{bser}. Значение деформаций сжатия тяжелого, мелкозернистого и напрягающегося бетонов следует принимать 0,0035. При этом допускается учитывать увеличение прочности бетона при динамическом нагружении коэффициентом φ_b, равным 1,15. При пластическом характере разрушения сечения (из-за текучести арматуры) значение φ_b принимают равным 1;
- ограничение деформаций растянутой арматуры предельными значениями относительных деформаций ε_{s_2}, принимаемыми для стали с физическим пределом текучести равными 0,025, а для стали с условным пределом текучести – 0,015. При этом в обоих случаях значения напряжений принимают равными R_{sser}. Коэффициент увеличения динамической прочности арматуры φ_s принимают равным 1;

- для стальных конструкций относительные предельные деформации сталей с физическим пределом текучести принимают равными 0,025, а для сталей с условным пределом текучести – 0,010.

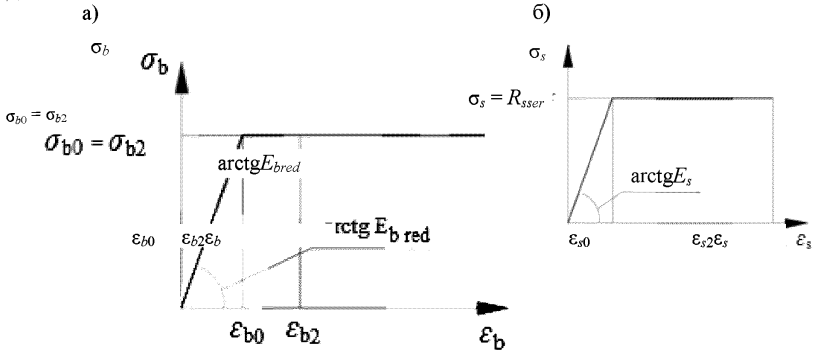


Рисунок II.1 – Диаграммы для определения предельных деформаций бетона (*а*) и арматуры (*б*) для особого предельного состояния:
E_{bred} – модуль деформации бетона; E_s – модуль деформации арматуры; ε_b – деформации бетона; ε_s – деформации арматуры; σ_b – напряжения бетона; σ_s – напряжения арматуры

II.1.3 Значение дополнительных коэффициентов условий работы, вводимых при расчете по защите от прогрессирующего обрушения следует принимать:

- нормативные характеристики сопротивления материалов для бетонных, железобетонных и сталежелезобетонных конструкций при обеспечении требуемого уровня контроля качества, установленного действующими нормативными документами, в случае расчета на защиту от прогрессирующего обрушения следует умножать на дополнительный коэффициент условий работы особого предельного состояния, принимаемый равным 1,15;

Примечание: Требуемый контроль качества может быть учтен, например, для изделий заводского изготовления.

- интенсивный рост прочности бетона после возведения здания (за первый период в течение 3 месяцев) допускается учитывать дополнительным коэффициентом условия работы особого предельного состояния, равным 1,25. Этот коэффициент не вводится для бетонов класса 50 и выше, а также бетонов на глиноземистом цементе, алюминатном цементе и алитовых портландцементах.

- нормативные характеристики сопротивления прокатной стали следует принимать по СП 16.13330 с учетом допустимости работы пластичных сталей (с физическим пределом текучести) за пределом текучести. Коэффициент условий работы особого предельного состояния для пла-

стичных сталей с пределом текучести в соответствии с СП 296.1325800 следует принимать равным 1,1.

II.1.4 Прогибы изгибаемых элементов конструктивной системы для особого предельного состояния при условии обеспечения минимально допустимой длины зоны опирания во всех случаях не должны превышать 1/50 длины пролета.

II.1.5 В случае если критерий несущей способности по сжатому бетону для рассматриваемого конструктивного элемента на участке длиной больше, чем 1/3 пролета, не выполняется для трех и более сечений, а критерий для растянутой арматуры в этих сечениях удовлетворяется, допускается работу перекрытий над удаленным вертикальным элементом (колонной, пилоном, стеной) рассматривать как работу элементов висячей системы. При этом должны быть выполнены условия обеспечения анкеровки арматуры и восприятия усилий распора.

II.1.6 При проверке несущей способности элементов конструктивной системы по вторичной расчетной схеме кроме прочности должна быть обеспечена устойчивость всех элементов. При этом в зависимости от материала конструкций используют критерии СП 16.13330 и СП 63.13330.

II.1.7 Повышение прочности материалов конструкций при динамическом нагружении может быть учтено, если для конкретного здания или сооружения расчетом определено время динамического догружения рассчитываемой конструкции.

II.2 Нагрузки и воздействия

II.2.1 Расчет защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения следует выполнять на сочетание нагрузок C_S^{PO}, включающее постоянные P_d и длительные P_l временные нагрузки, с учетом изменения расчетной схемы сооружения в результате локального разрушения. Значения нагрузок должны приниматься в соответствии с требованиями СП 20.13330 и СП 296.1325800, принятыми проектными решениями и техническим заданием на проектирование.

Настоящим пособием не определяется вид особых нормируемых (проектных) и аварийных нагрузок и воздействий, а в соответствии с СП 296.1325800 устанавливаются требования по расчету зданий и сооружений на ситуацию, когда в результате таких воздействий выключено из конструктивной системы сооружения одна из несущих конструкций.

II.2.2 Коэффициенты надежности по нагрузке следует принимать равными 1,0 (γ_f = 1,0), коэффициенты сочетаний нагрузок следует принимать равными 1,0.

II.2.3 Коэффициент надежности по ответственности при расчете сооружений на защиту от прогрессирующего обрушения в соответствии с пунктом 10.3 ГОСТ27751–2014 и пунктом 5.5 СП 296.1325800.2017 следует принимать $\gamma_n = 1{,}0$.

Допускается в задании на проектирование назначение заказчиком коэффициента надежности по ответственности при проверке несущей способности:

$\gamma_n = 1{,}1$ – для зданий высотой от 75 до 200 м или пролетом от 50 до 120 м или с консольными конструкциями вылетом от 10 до 20 м;

$\gamma_n = 1{,}2$ – для зданий высотой более 200 м или пролетом более 120 м или с консольными конструкциями вылетом более 20 м.

II.2.4 При динамическом методе расчета учитываются воздействия от обрушившихся конструкций на площади в соответствии с п.I.4.7 и СП 296.1325800.2017.

II.3 Требования к расчетным моделям

II.3.1 Расчетная модель, расчетная схема и метод расчета определяются в каждом случае индивидуально и зависят от вида (характера) проектных решений сооружения и исходных данных для проектирования. Расчетная модель (расчетная схема) сооружения должна отражать действительные условия работы сооружения и особенности его взаимодействия с основанием. Она должна выбираться с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации конструкций сооружения и его основания (конструктивной схемы сооружения, особенностей его возведения, геологического строения и свойств грунтов основания, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения и т.д.). В необходимых случаях нужно учитывать: пространственную работу, геометрическую, физическую (пластичность, ползучесть и др.), генетическую (последовательность возведения) и иные виды нелинейности.

II.3.2 (7.1) Для расчета сооружений по защите против прогрессирующего обрушения следует использовать пространственную расчетную модель, в которой учитывается взаимодействие с грунтовым основанием в соответствии с СП 22.13330. В расчетной модели целесообразно учитывать включение в работу элементов, которые при нормальной эксплуатации сооружения являются ненесущими (например, навесные наружные стеновые панели, парапеты, железобетонные ограждения балконов, перегородки и т. п.), а при локальном разрушении сооружения активно участвуют в перераспределении усилий в элементах конструктивной системы.

II.3.3 При расчете надземных конструкций здания или сооружения для защиты от прогрессирующего разрушения, когда при внезапном выключении одной из несущих конструкций учет грунтового основания не сопровождается коренным изменением силовых потоков в сооружении, расчет и последующий анализ напряженно деформированного состояния конструктивной схемы сооружения может производиться по пространственной расчетной модели без учета взаимодействия с грунтовым основанием.

II.3.4 (7.2) При расчете защиты сооружений против прогрессирующего обрушения следует предусматривать возможность постадийного расчета. На начальной стадии необходимо определить напряженно-деформированное состояние конструкций при условиях нормальной эксплуатации. На последующих стадиях следует определять напряженно-деформированное состояние конструкций, возникающее при локальном разрушении, при условии учета напряжений и деформаций конструкций, возникших в результате нормальной эксплуатации.

II.3.5 Для каждого сценария разрушения следует определять несущие элементы, выход из строя которых может повлечь за собой прогрессирующее обрушений всей конструктивной системы. В этих целях следует выполнять анализ работы конструкций при действии особых сочетаний нагрузок.

II.3.6 При выборе сценария расчета на защиту от прогрессирующего обрушения локальное разрушение может быть расположено в любом месте здания или сооружения, на площади, ограниченной требованиями п. I.4.7.

II.3.7 (7.3) Расчет сооружений на защиту от прогрессирующего обрушения следует выполнять для каждого из рассматриваемых локальных разрушений отдельно и независимо от других возможных локальных разрушений.

II.3.8 (7.4) В расчетной модели сооружения следует учитывать реальную диаграмму работы материала конструкций и их стыков (расслоение кирпичной кладки при работе конструкции на растяжение; невосприятие в платформенном стыке растягивающих напряжений; хрупкое разрушение конструкций и узлов их сопряжения и т. п.) и возможность возникновения особого предельного состояния.

II.3.9 (7.5) Расчет сооружения на устойчивость против прогрессирующего обрушения следует проводить по деформированной схеме с учетом требований п. II.3.8.

II.3.10 (7.6) Для расчета на защиту от прогрессирующего обрушения следует использовать квазистатический или динамический метод.

II.3.11 (7.7) В случае обеспечения пластичной работы конструктивной системы в предельном состоянии расчет на устойчивость против прогрессирующего обрушения возможно проводить кинематическим методом теории предельного равновесия.

II.3.12 (7.8) При больших прогибах перекрытий следует рассматривать их работу как работу элементов висячей системы. При этом должна быть обеспечена конструктивная возможность восприятия возникающих горизонтальных усилий.

Динамический метод расчета целесообразно использовать при расчете на прогрессирующее обрушение, если объект испытывает технологические динамические воздействия.

II.3.13 Расчеты выполняются с применением программных средств (универсальных расчетных программных комплексов и специализированных программ, реализующих современные математические модели и численные методы механики и нормативные методики оценки прочности или «вручную».

II.3.14 Программные средства, используемые для выполнения расчетов, должны быть сертифицированы на выполнение требований [5] или апробированы иным способом (например, верифицированы в системе РААСН [6]) в соответствии с ч. 6 ст. 15 [1]. Представляемая в составе отчетной документации по результатам расчетов копия сертификата (свидетельства о верификации) на программное средство должна содержать сведения о проверке (тестах) соответствия функциональных возможностей программного средства выполнять требования определенных пунктов нормативных документов по строительству, действующих на территории Российской Федерации, на соответствие требованиям которых выполнялся расчет.

II.3.15 Расчеты «вручную» должны выполняться с применением апробированных методов строительной и теоретической механики и сопротивления материалов, по методическим рекомендациям и формулам действующих нормативных документов.

II.3.16 Объем и полнота расчетов определяются исполнителем расчета и/или специалистами, использующими результаты расчетов. Расчет должен быть достаточным и необходимым, чтобы обосновать надежность и долговечность сооружения в целом и его отдельных конструктивных элементов и узлов их соединения на всех стадиях их жизненного цикла с учетом реологических свойств материалов.

II.3.17 При расчете на прогрессирующее обрушение зданий и сооружений должны быть разработаны сценарии реализации наиболее опасных аварийных расчетных ситуаций и разработаны стратегии для предотвращения прогрессирующего обрушений при локальном разрушении.

II.4 Расчет в квазистатической постановке

II.4.1 (Прил.Б) Расчетный анализ защиты от прогрессирующего обрушения в квазистатической постановке включает следующие процедуры:

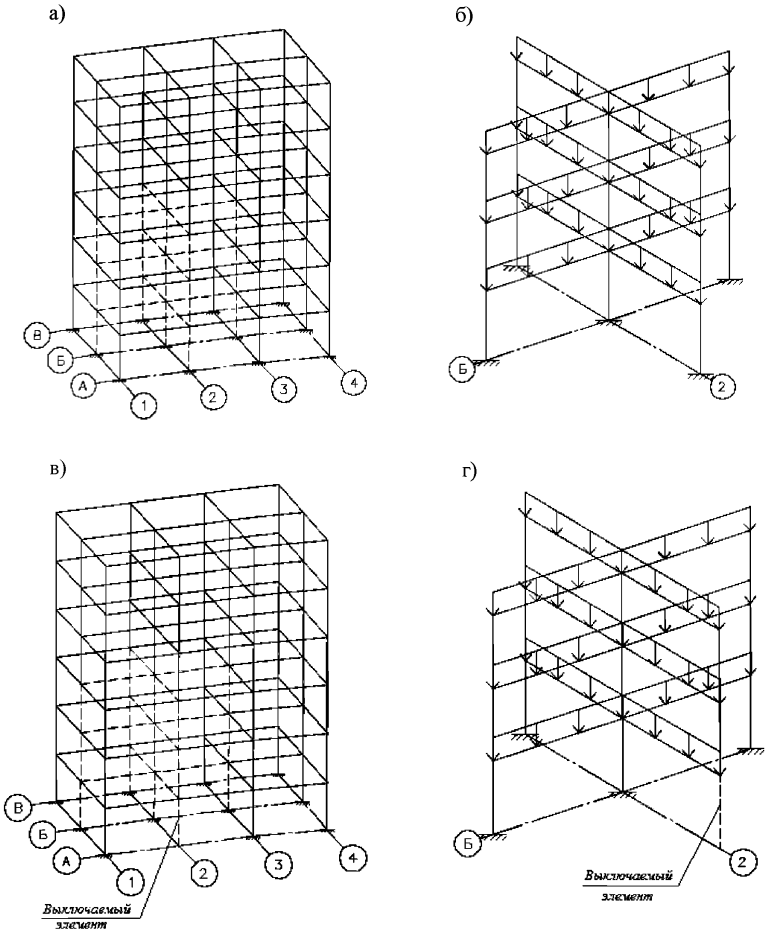
- по принятым на начальной стадии в соответствии с первичной (рисунок II.1, а) и вторичной (рисунок II.1, б) расчетными схемами определяется напряженно-деформированное состояние в элементах конструктивной системы при условиях нормальной эксплуатации;

- в первичной расчетной схеме выключается один из вертикальных или горизонтальных несущих элементов (сечений) и строятся вторичные расчетные схемы с исключенным элементом первого (рисунок II.1,в) и второго уровня (рисунок II.1, г). При этом нагрузки во вторичной расчетной схеме принимают в соответствии с разделом II.2 (6). Мгновенное

удаление выключаемого элемента моделируется усилиями, определенными в этом элементе при расчете по первичной расчетной схеме, прикладываемыми во вторичной расчетной схеме с обратным знаком. В случае, если при всех возможных сценариях особого аварийного воздействия (удаления одного из конструктивных элементов) догружение конструктивной системы сооружения носит постепенный статический характер, например осадка основания при замачивании, вызванном прорывом коммуникаций (учитываемая согласно СП 296.1325800, СП 21.13330, СП116.13330), усилия, действовавшие в выключаемом элементе при расчете по первичной расчетной схеме, во вторичной расчетной схеме допускается принимать равными нулю;

- проводят расчет конструктивной системы с удаленным элементом по вторичной расчетной схеме и определяют напряженно-деформированное состояние в элементах конструктивной системы, возникающее при локальном разрушении (выключении несущего элемента);

- с учетом требований, изложенных в п. II.1.2, проводят критериальную проверку несущей способности элементов конструктивной системы для особого предельного состояния конструкций по нормальным и наклонным сечениям, а также для узлов сопряжения элементов конструктивной системы между собой. В случае, указанном в II.1.4 (при больших прогибах), следует рассматривать работу перекрытий над удаленной колонной (пилоном, стеной) как работу элементов висячей системы. При этом должна быть конструктивно обеспечена возможность восприятия возникающих горизонтальных усилий;



①–④; Ⓐ–Ⓑ – координатные оси здания

Рисунок II.1– Первичная расчетная схема первого (*а*) и второго (*б*) уровня, вторичная расчетная схема первого (*в*) и второго (*г*) уровня

- если в процессе критериальной проверки условие прочности в каких-либо сечениях (узлах, связях) не выполняется, то проводят корректировку вторичной расчетной схемы, в которой исключаются эти сечения, проводят перерасчет конструктивной системы и вновь проверяют условия прочности сечений (узлов, связей);
- если не происходит сходимость итерационного процесса, то нарушается условие прочности, и наступает прогрессирующее обрушение.

II.5 Расчет кинематическим методом теории предельного равновесия

II.5.1 (Прил.В) Расчет при каждой выбранной расчетной схеме выполняют следующим образом:

- задают наиболее вероятные механизмы разрушения элементов сооружения, потерявших опору (задать механизм разрушения–означает определить все разрушаемые связи, в том числе и образовавшиеся пластические шарниры, и найти возможные обобщенные перемещения w_i по направлению усилий в этих связях);наиболее вероятному механизму разрушения соответствует минимум потенциальной энергии конструкции на возможных (обобщенных) перемещениях;

- для каждого из выбранных механизмов разрушения следует определить предельные усилия, которые могут быть восприняты сечениями всех пластично разрушаемых элементов и связей S_i, в том числе и пластических шарниров;

- находятся равнодействующие G_i внешних сил, приложенных к отдельным звеньям механизма, то есть к отдельным неразрушаемым элементам или их частям, и перемещения по направлению их действия u_i;

- определяют работы внутренних сил W и внешних нагрузок U на возможных перемещениях рассматриваемого механизма:

$$W = \sum_i S_i w_i, \qquad \text{(II.1)}$$

$$U = \sum_i G_i u_i; \qquad \text{(II.2)}$$

- проверяют условие равновесия

$$W \geq U. \qquad \text{(II.3)}$$

II.5.2 Если при какой-либо расчетной схеме условие равновесия не выполняется, то следует провести усиление конструктивных элементов, либо с помощью иных мероприятий (например, учесть работу ненесущих элементов в расчетной схеме) добиться выполнения условия равновесия (см. главу III).

II.5.3 В несущих вертикальных элементах, не расположенных над зоной локального разрушения, воздействие от локального разрушения приводит к увеличению напряжений и усилий. Необходимо выполнить проверку несущей способности этих элементов.

II.6 Расчет в динамической постановке

Динамический расчет в нелинейной постановке во временной области следует выполнять в программных комплексах, реализующих метод конечных элементов и схемы прямого интегрирования по времени (явные или неявные) уравнений динамики.

Расчет производится с учетом значимых эффектов физической, геометрической и конструктивной нелинейностей при разрушении/обрушении отдельных частей конструкций.

В расчетной схеме следует учитывать как общие, так и локальные несовершенства конструкции, включая погибь элементов по длине, отклонении геометрии сечений согласно нормативам на проектирование и

изготовление при моделировании элементами оболочечного и объемного типа.

Применяемые модели материалов должны корректно работать для стадий пластического деформирования, трещинообразования и разрушения для стержневых и оболочечных конечных элементов, реализовывать процедуры оценки несущей способности на требования нормативных документов. Для объемных конечных элементов следует применять модели, корректно отражающие работу материала при сложном трехосном напряженно-деформированном состоянии по прочностным и деформационным критериям.

Диаграммы деформирования принимаются на основании нормативных документов, сводов правил, ГОСТов или лабораторных испытаний при соответствующем обосновании.

В зависимости от типов используемых конечных элементов для металлических конструкций необходимо использовать (если нет прямых иных указаний разработчиков программных комплексов):

- инженерную диаграмму деформирования, представленную в СП16.13330, для стержневых конечных элементов;
- скорректированную диаграмму деформирования в истинных напряжениях и деформациях для оболочечных и объемных конечных элементов.

Для железобетонных материалов используются диаграммы деформирования по СП63.13330.

В дополнение к диаграмме деформирования для объемных конечных элементов должны учитываться соответствующие поверхности текучести и разрушения для трехосного напряженно-деформированного состояния, отражающие действительное поведение материала для стадий трещинообразования, пластической работы и разрушения.

Учет параметров динамического упрочнения и ужесточения материалов конструкции производится на основании данных специальных технических условий, по лабораторным испытаниям материалов или при соответствующем опыте научно-технического сопровождения по справочным материалам. Данные параметры в запас несущей способности допускается не учитывать.

Расчет конструкций производится в три этапа:

Этап 1. Получение корректного напряженно-деформированного состояния конструкции на момент времени перед отказом элемента. Расчет производится либо в статической постановке, либо в динамической нелинейной постановке с постепенным линейным нагружением на промежутке времени достаточном для нивелирования динамических эффектов или с повышенным демпфированием.

Этап 2. Инициирующее воздействие. Удаление элемента конструкции в динамической нелинейной постановке за промежуток времени равный 1/10 основного периода собственных колебаний удаляемого элемента при соответствующем расчетном обосновании допускается корректиров-

ка указанных значений.

Этап 3. Динамический расчет конструкции с удаленным элементом в нелинейной постановке методами прямого интегрирования уравнений динамики во времени в явной или неявной постановках со стандартными параметрами демпфирования. Рекомендуемые значения представлены в таблице II.1, но могут быть скорректированы при соответствующем обосновании.

Таблица II.1 – Рекомендуемые параметры относительного демпфирования

Тип конструкции	Относительное демпфирование
Стальные конструкции на болтовых срезных соединениях	5%
Стальные конструкции на сварке или фрикционных болтах	2%
Железобетонные конструкции	5%

В качестве базовых критериев отказа элементов на этапе динамического расчета можно выделить две группы: деформационные и прочностные.

В качестве прочностных критериев принимаются требования по ограничению главных или эквивалентных напряжений, соответствующих точкам поверхности разрушения материала, а также выполнение требований нормативных документов и сводов правил по конструированию для стержневых и оболочечных элементов по нормальным и наклонным сечениям.

В качестве деформационных критериев применяются ограничения по главным или эквивалентным деформациям.

Устойчивость элементов при разбиении на несколько элементов на пролет (не менее 4–6) и введении локальных несовершенств допускается не проверять.

Потерявшие несущую способность или устойчивость элементы, при соблюдении прочностных и деформационных критериев, допускается не исключать из расчетной схемы на этапе динамического расчета, учитывая возможность ограниченно передавать усилия через них.

Узлы сопряжения элементов конструкций, если они явно не включены в расчетную модель, должны быть проверены на прочность согласно нормам на проектирование на возникающие в них усилия.

Процесс деформирования может пойти по двум расчетным ветвям:

- стабилизация системы после инициирующего воздействия, либо после отказа ряда элементов;
- последовательный отказ групп элементов, приводящий к полному обрушению всей конструкции.

В качестве критериев стабилизации рекомендуются следующие:

- стабилизацию перемещений по всей системе после процесса динамического деформирования на значимом промежутке времени;

- стабилизация усилий в элементах;

- стабилизация пластических деформаций на уровне ниже критического;

-падение кинетической энергии всей системы до нулевых значений на значительном временном промежутке.

Временной интервал динамического расчета следует увеличить при росте деформаций, усилий и перемещений во времени;

III КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО ЗАЩИТЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ РАЗЛИЧНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

III.1 Общие положения

III.1.1 (8.1) Основными конструктивными мероприятиями по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения является обеспечение:

- необходимой несущей способности конструктивных элементов и соединений между ними при аварийной ситуации, вызванной удалением одного или нескольких несущих элементов;
- развития пластических деформаций в соединениях конструктивных элементов;
- в шпоночных соединениях прочности отдельных шпонок на срез в 1,5 раза выше их прочности на смятие;
- в болтовых соединениях прочности отдельных болтов на срез в 1,1 раза выше их прочности на смятие;
- пластичной работы сварных соединений в предельном состоянии в соответствии с СП 16.13330 и СП 266.1325800;
- достаточности длины зон анкеровки арматуры при ее работе как связи сдвига и растяжения в соответствии с СП 63.13330 и СП266.1325800;
- в сечениях надпроемных перемычек, балок, ригелей, плит в предельном состоянии разрушения по изгибу, а не по срезу.

III.2 Многоэтажные каркасные здания

III.2.1 (Приложение Д.1) Устанавливают, при необходимости, внутренние связи в уровне каждого перекрытия или покрытия в двух взаимно перпендикулярных направлениях, обеспечивающих несущую способность дисков перекрытий при растяжении и сдвиге и работающих на всей длине (рисунок III.1).

III.2.2 (Приложение Д.2) Устанавливают контурные периферийные связи на расстоянии не более чем 1,2 м от края в каждом перекрытии или покрытии. Этими связями следует обеспечивать несущую способность дисков перекрытий и покрытий при растяжении и сдвиге. Связи следует проектировать на основании расчета на восприятие растягивающих усилий одной связью не менее 10 кН (1 тс) на 1 погонный м контура здания.

III.2.3 (Приложение Д.3) Устанавливают горизонтальные связи по наружным колоннам или стенам в пределах перекрытий и покрытия. Этими связями следует обеспечивать восприятие усилий растяжения не менее 20 кН (2 тс) на 1 погонный м фасада здания.

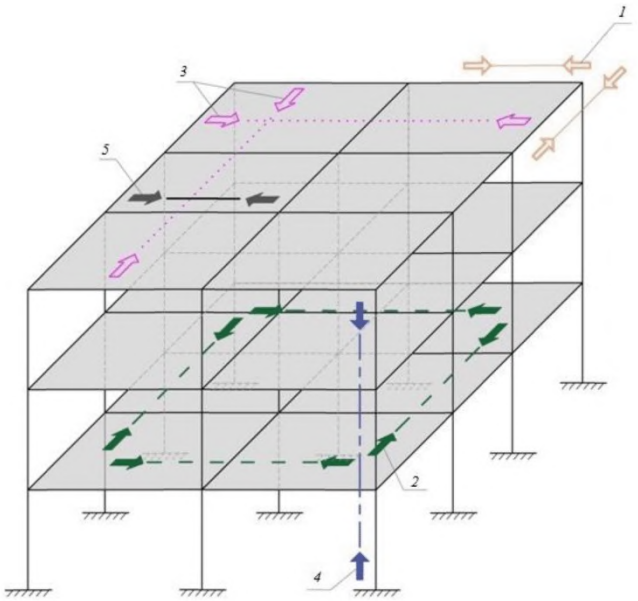


Рисунок III.1– Возможная схема расположения связей в многоэтажном каркасном здании:
1 – связи по угловым колоннам; *2* – контурные связи; *3* – внутренние связи; *4* – вертикальные связи; *5* – горизонтальные связи по внешним колоннам или стенам

III.2.4 (Прил.Д.4) Устанавливают вертикальные связи, которые связывают колонны каркасного здания или сооружения на всю его высоту. Эти связи следует рассчитывать на растягивающее усилие, равное значению осевой продольной силы, которая действует в колонне любого из этажей при основных сочетаниях нагрузок. Стыковку связей не допускается выполнять в опорных узлах и середине высоты колонны. Их рекомендуется выполнять на 1/3–1/4 высоты этажа.

III.2.5 (Прил.Д.5) Для обеспечения объединения балок с перекрытием расчетными связями (например, для сталежелезобетонного перекрытия) следует предусмотреть объединение стальных балок с монолитным перекрытием с помощью стад-болтов или специальных упоров в соответствии с требованиями СП 266.1325800.

III.2.6 (Прил.Д.6) Обеспечивают жесткое сопряжение балок с колоннами минимум одного направления.

III.2.7 (Прил.Д.7) Вводят в несущую систему многоэтажного здания или сооружения аутригерные конструкции (рисунок III.2, а) в виде систем перекрестных сплошных или сквозных ферм (рисунок III.2, б, в), рассчитанных на восприятие усилий, определяемых в соответствии с результатами расчетов по первичной и вторичной расчетным схемам.

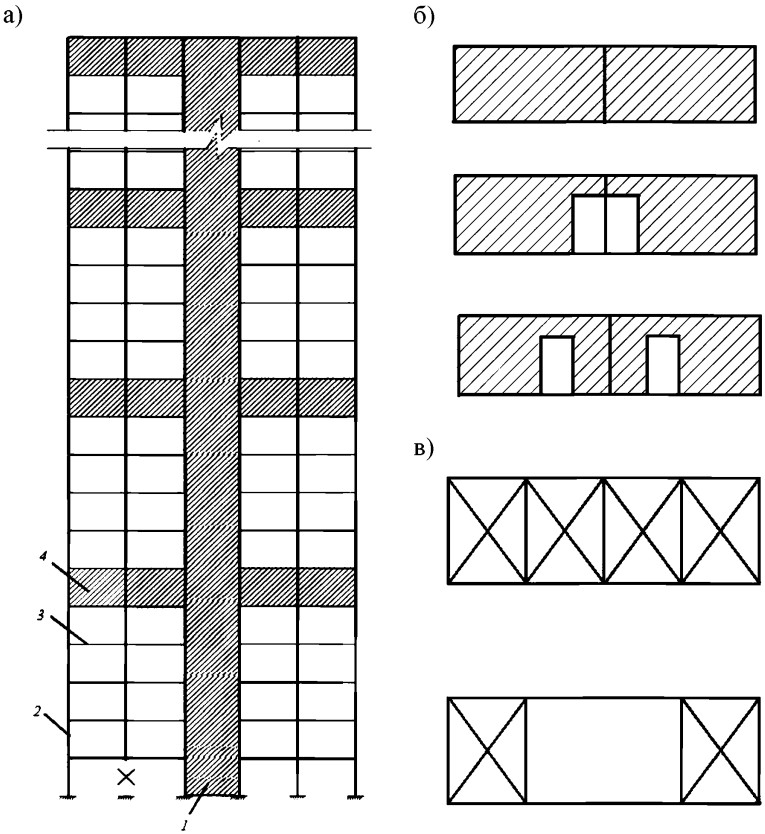


Рисунок III.2–Схема расположения аутригерных конструкций (*а*) и типы этих конструкций сплошного (*б*) или сквозного (*в*) сечения;
1 – ядро жесткости; *2* – колонны; *3* – ригели; *4* – аутригерная конструкция

III.2.8 (8.2) Предусматривают дополнительные конструктивные мероприятия для монолитных железобетонных зданий и сооружений:

- обеспечение восприятия вертикальными связями между низом колонн (пилонов, стен) и перекрытиями (балками, ригелями) растягивающих усилий, определенных в результате расчетов, но не менее 10 кН (1 тс) на м^2 грузовой площади этой колонны (пилона, стены);

- покрытие и перекрытия следует связывать с колоннами (пилонами, стенами, балками, ригелями) расчетными связями;

- минимальную площадь сечения горизонтальной арматуры (суммарной для нижней и верхней арматуры) в монолитных железобетонных перекрытиях и покрытиях, как в продольном, так и в поперечном направлении, следует принимать не менее 0,25% площади сечения бетона. При

этом необходимо обеспечить непрерывность указанной арматуры и стыковку (в том числе при возможном изменении расчетной схемы работы перекрытия или покрытия в результате локального разрушения) в соответствии с требованиями действующих нормативных документов.

III.2.9 (8.6) Для зданий и сооружений со стальным каркасом предусматривают следующие дополнительные конструктивные мероприятия:

- при проектировании стальных конструкций следует исключить возможность хрупкого разрушения конструктивных элементов и их узлов с соблюдением требований, изложенных в СП 16.13330, для исключения сочетания неблагоприятных факторов;

- для обеспечения пластичной работы конструктивной системы следует применять малоуглеродистые и низколегированные стали с относительным удлинением не менее 20%;

- для повышения пространственной жесткости и устойчивости к прогрессирующему обрушению конструкций со стальным каркасом следует предусматривать эффективную систему связей. Связи должны быть запроектированы таким образом, чтобы они не выключались из работы и допускали без разрушения развитие необходимых деформаций для перераспределения силовых потоков после локального разрушения одного из несущих элементов.

III.3 Крупнопанельные, кирпичные и комбинированные конструкции зданий и сооружений

III.3.1 (Приложение Ж) Установка системы связей в крупнопанельных, кирпичных и комбинированных конструкциях зданий и сооружений в общем случае может быть выполнена по схеме, приведенной на рисунке III.3.

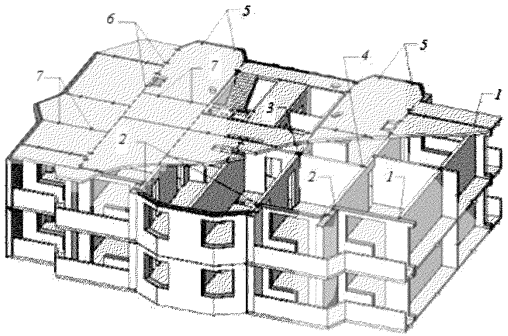


Рисунок III.3 – Схема расположения связей в крупнопанельном здании:
1 – связь между панелями наружных и внутренних стен; *2* – связь между продольными наружными несущими стенами; *3* – связь между продольными внутренними стенами; *4* – связь между поперечными и продольными внутренними стенами; *5* – связь между наружными стенами и плитами перекрытий; *6* – связь между плитами перекрытий вдоль длины здания; *7* – связь между плитами перекрытий поперек длины здания

III.3.2 В рамках осуществления дополнительных конструктивных мероприятий для крупнопанельных зданий устанавливают следующую систему связей:

- горизонтальные в продольном и поперечном направлениях связи между плитами перекрытий и покрытия, обеспечивающие необходимую прочность дисков перекрытий и покрытия при растяжении и сдвиге (рисунок III.4). При этом связи следует проектировать на восприятие усилий, определенных в соответствии с результатами расчетов, но не менее 15 кН (1,5 тс) на 1 м ширины здания и 10 кН (1,0 тс) на 1 м длины здания (для зданий башенного типа – не менее 10 кН (1 тс) на 1 м размера здания в плане). Расстояние между связями следует назначать не более 3,0 м;

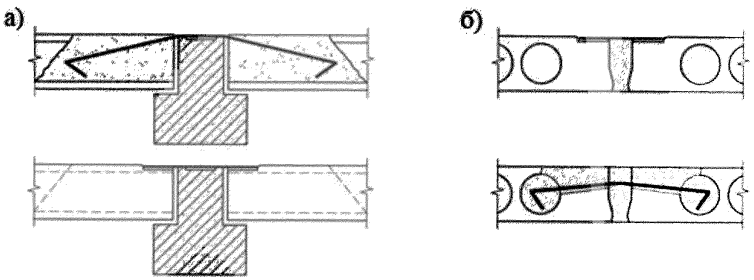


Рисунок III.4– Варианты соединения плит перекрытия с ригелями (*а*) и между собой (*б*)

- вертикальные (междуэтажные) связи между несущими стеновыми панелями, обеспечивающие необходимую прочность горизонтальных стыков стен и перекрытий при растяжении и сдвиге (рисунок III.5). Следует устанавливать не менее двух связей на стеновую панель. При этом если внутренняя стена состоит из нескольких стеновых панелей, объединенных в их вертикальном стыке вертикальными связями, то требуется установка не менее двух связей на внутреннюю стену. Связи следует проектировать на восприятие усилий, определенных в соответствии с результатами расчетов, но не менее 25 кН (2,5 тс) на 1 м длины стеновой панели;

- горизонтальные связи между навесными наружными стеновыми панелями (поверху) и внутренними стеновыми панелями, вертикальные связи между навесными наружными стеновыми панелями (понизу) и плитами перекрытий, совместно обеспечивающие устойчивость положения наружных стеновых панелей и включение их в работу при локальном разрушении. Для одномодульных наружных стеновых панелей требуется установка четырех связей – две с плитами перекрытия, две с внутренними стеновыми панелями). Для двухмодульных наружных стеновых панелей

требуется установка восьми связей – четыре с плитами перекрытия (по две на модуль) и четыре с внутренними стеновыми панелями. При этом связи следует проектировать на восприятие усилий, определенных в соответствии с результатами расчетов, но не менее 10 кН (1,0 тс) на 1 м длины наружной стеновой панели;

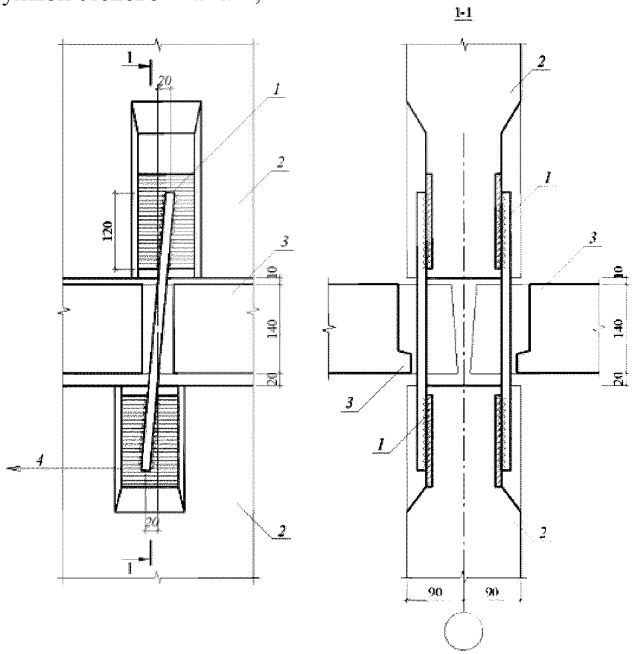


Рисунок III.5– Вариант вертикальных (междуэтажных) связей между несущими стеновыми панелями:
1– вертикальная связь; *2* – внутренняя стеновая панель; *3* – плита перекрытия; *4* – связь с наружной стеной

- лестничные марши и площадки следует связывать с вертикальными элементами, покрытием или перекрытием расчетными связями;

- предусматривать участки (скрытые балки), запроектированные в соответствии с требованиями по степени огнестойкости, предъявляемыми к несущим конструкциям. Эти участки, имеющие арматуру, расположенную с увеличенным защитным слоем, соединяют вертикальные несущие конструкции и обеспечивают устойчивость здания при защите от прогрессирующего обрушения. Количество и места расположения арматуры определяются расчетом. В случае применения сборных плит перекрытия, в которых нет такой арматуры, необходимо устраивать специальные монолитные участки (см. рисунок III.5).

III.3.3 (8.4) Для кирпичных зданий и сооружений предусматривают следующие дополнительные конструктивные мероприятия:

- на каждом этаже по периметру здания следует устраивать пояс армированной кладки между верхом надпроемных перемычек и низом перекрытия. Если низ перекрытия совпадает с верхом надпроемных перемычек, то перемычки необходимо выполнять монолитными железобетонными и непрерывными по всему контуру наружных или внутренних стен, т. е. необходимо устраивать непрерывный монолитный железобетонный пояс по типу антисейсмического (рисунок III.6). Требуемую площадь арматуры кладки и монолитного пояса следует определять расчетом;

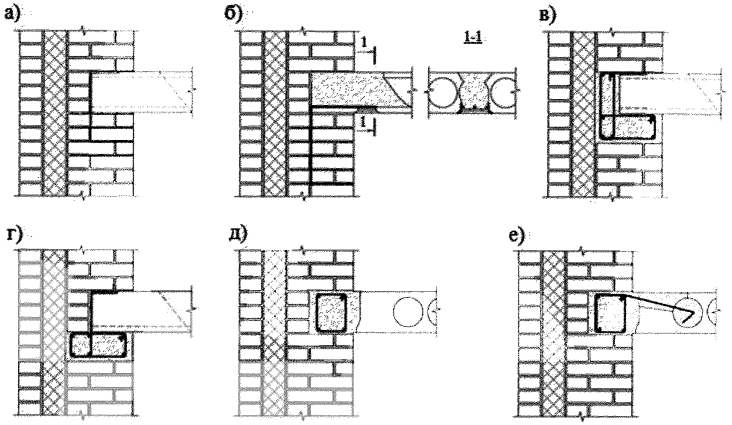


Рисунок III.6 – Варианты устройства армированных поясов и анкеровки плит перекрытия:
а, *б* – армокирпичные пояса; *в*, *г*, *д*, *е* – железобетонные пояса

- толщину внутренних несущих кирпичных стен и внутреннего слоя несущих наружных стен следует принимать по расчету, но не менее 380 мм;

- следует предусматривать горизонтальные в продольном и поперечном направлениях связи между плитами перекрытий и покрытия, обеспечивающие необходимую прочность дисков перекрытий и покрытия при растяжении и сдвиге (см. рисунок III.4). При этом связи следует проектировать на восприятие усилий, определенных в соответствии с результатами расчетов, по требованиям СП 15.13330,но не менее усилий, приведенных в п. III.3.2;

- в перекрытиях следует предусматривать устройство скрытых балок и установку дополнительной арматуры в плитах перекрытия (рисунок III.7).

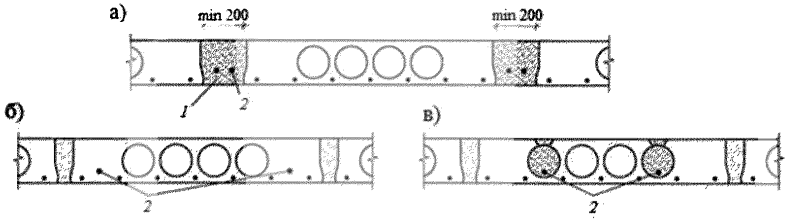
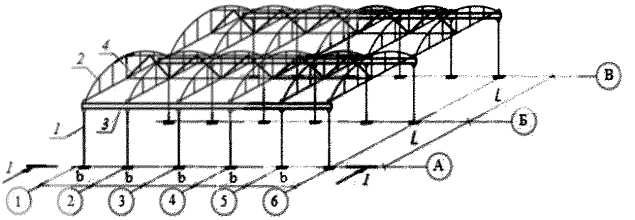


Рисунок III.7 – Варианты укладки дополнительной арматуры с увеличенным защитным слоем в монолитных участках при монтаже (*а*), плитах перекрытия при изготовлении (*б*) и замоноличенных пустотах плит перекрытия (*в*):
1 – бетон; *2* – арматура

III.4 Одноэтажные каркасные здания

III.4.1 (Г.1) По всем продольным рядам колонн устанавливают, при необходимости, неразрезные подстропильные конструкции (рисунок III.8 а, б), обеспечивающие перераспределение усилий после локального разрушения одного из несущих элементов каркаса.

а)



б)

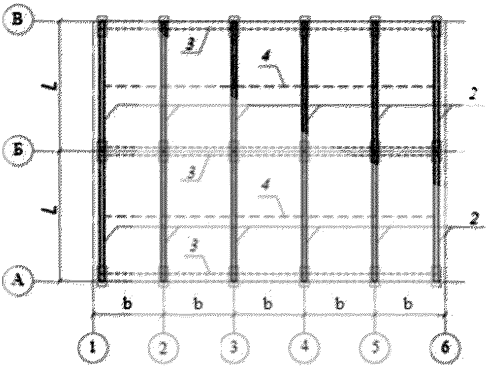


Рисунок III.8 –Схема расположения подстропильных конструкций и связей в одноэтажном здании: пространственная схема каркаса (*а*) и план здания (*б*):
1 – колонна; *2* – стропильная конструкция; *3* – подстропильная конструкция; *4* – связевая ферма в вертикальнойплоскости из плоскости стропильной конструкции; ①–⑥, Ⓐ–Ⓑ– координатные оси здания; *b* – шаг колонн; *L* – пролет

III.4.3 (Г.3) Проектируют узлы и соединения элементов покрытия и резервируют их прочность таким образом, чтобы в случае локального разрушения одного из элементов каркаса здания были обеспечены включение в работу пространственной системы несущих элементов и исключение их прогрессирующего обрушения.

III.5 Большепролетные здания и сооружения

III.5.1 (8.7) Для большепролетных зданий и сооружений предусматривают дополнительные конструктивные мероприятия:

- конструктивную систему большепролетного здания следует проектировать с альтернативными путями передачи силовых потоков в сооружении, с учетом возможного удаления одного из несущих конструктивных элементов и обеспечением локализации зоны возможного разрушения конструктивной системы;

- необходимо предусматривать усиление вертикальных и горизонтальных несущих конструктивных элементов сооружения для обеспечения восприятия и перераспределения возможных аварийных воздействий;

- выбор защиты сооружений от прогрессирующего обрушения следует выполнять с учетом разработки оптимальных конструктивных решений.

IV ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ПО ЗАЩИТЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

IV.1 Расчет 17-этажного панельного жилого дома

IV.1.1 Общие сведения о конструктивном решении

Рассматривается двухсекционный жилой дом.

Конструктивная схема секций – перекрестно-стеновая с поперечными и продольными внутренними несущими стенами.

Высота техподполья 3,0 м, первого этажа – 3,3 м, типового этажа – 2,8 м. В местах понижения отметок (в зоне расположения ИТП) высота техподполья – переменная до 3,7 м.

Внутренние стены:

- техническое подполье – сборные бетонные панели как горизонтального формования, так и кассетного производства, из бетона класса В30 толщиной 140 мм, 180 мм, 220 и 260 мм;

- первый этаж – сборные бетонные панели как горизонтального формования, так и кассетного производства, из бетона класса В22,5 и В30 толщиной 140 мм, 180 мм и 220 мм;

- типовые этажи – сборные бетонные панели как горизонтального формования, так и кассетного производства, из бетона класса В22,5 и В30 толщиной 140 мм, 180 мм и 220 мм.

Высота перемычек над проемами во внутренних стеновых панелях типового этажа – 560 мм.

Панели перекрытий – плоские железобетонные плиты толщиной 140 мм из бетона класса В20 (в зоне ЛЛУ и коридора – В22,5).

Ограждающие конструкции:

- техническое подполье – самонесущие трехслойные железобетонные панели толщиной 310, 350 и 390 мм из бетона класса В22,5 с утеплителем из ПСБ;

- 1-17 этажи – навесные (с индексом «НП» для 1-го этажа и «Н» – для типового) трехслойные железобетонные панели толщиной 280 мм, 310 мм, 350 мм, 390 мм из бетона класса В22,5 с утеплителем из ПСБ.

Перегородки высотой 3,11 м для первого этажа и 2,62 м для типовых этажей из бетона класса В15.

Горизонтальные стыки – платформенные (контактные в уровне низа технического подполья) на цементном растворе марки М200 толщиной растворных швов 10 и 20 мм.

Часть 1. Проверка ячеек выбранных схем локальных разрушений на 4 механизма прогрессирующего обрушения

IV.1.2 Общие замечания, схемы локального разрушения и расчетные модели

Расчет ведется кинематическим методом предельного равновесия с одновременным анализом конструктивных условий, необходимых для

обеспечения пластичного поведения конструкций в предельном состоянии.

Расчет на заданную эксплуатационную нагрузку и особое аварийное воздействие, т.е. воздействие гипотетических локальных разрушений несущих конструкций (см. п. II.2) ведется по первичной и вторичной расчетным схемам в соответствии с алгоритмом, приведенным в [12], с некоторыми дополнениями и уточнениями, связанными со спецификой конструктивных решений рассматриваемого здания.

Гипотетические локальные разрушения несущих конструкций учитываются так, что расчетная модель конструктивной системы здания рассматривается в нескольких вариантах, каждый из которых соответствует одному из возможных локальных разрушений конструкций.

В соответствии с указанным алгоритмом защита от прогрессирующего обрушения сводится к следующим частным задачам:

а) назначение схем расчетных локальных разрушений несущих конструкций здания;

б) анализ сопротивления прогрессирующему обрушению отдельных конструктивных элементов, потерявших опору в результате локального разрушения: плит перекрытия, внутренних стеновых панелей, конструктивных элементов лоджий;

в) анализ возможных механизмов прогрессирующего обрушения при каждом из заданных расчетных локальных разрушений и определение количества и мощности различного типа связей между сборными элементами, необходимых для обеспечения устойчивости здания.

В соответствии с [12] в качестве расчетных схем рассматривается: разрушение (удаление) участка внутренней стены от фасада до ближайшего проема в ней или (если проем отсутствует) до следующего вертикального стыка с несущей стеной перпендикулярного направления, а также примыкающих простенков наружных стен одного этажа. Конструкции, потерявшие опору, образуют пространственную консольную систему, для которой расположение локального разрушения по высоте здания в общем случае не имеет значения: «каждый этаж должен нести сам себя».

Расчетная модель конструкций, потерявших опору в результате локального разрушения, состоит в общем случае из пластинчатых элементов, соединенных между собой и с неповрежденными конструкциями здания связями, моделирующими реальные сварные металлические или растворные узлы.

При каждом выбранном локальном разрушении рассматриваются следующие механизмы прогрессирующего обрушения и проверяется условие равновесия $F \leq S$, где F, S – соответственно работы внутренних сил (S_i) и внешних нагрузок (G_i) на возможных перемещениях рассматриваемого механизма $F = \sum S_i w_i$; $S = \sum G_i u_i$. Механизм прогрессирующего обрушения первого типа характеризуется

одновременным поступательным смещением вниз всех внутренних стеновых панелей (или отдельных их частей), расположенных над локальным разрушением. Такое смещение возможно при разрушении связей сдвига между продольными и поперечными внутренними стеновыми панелями или при разрушении надпроемных перемычек и плит перекрытия. Поскольку в рассматриваемых блок–секциях плиты перекрытия заведены под продольные и поперечные стены (платформенный стык) и образуют практически неразрушимую связь сдвига, в расчете механизм прогрессирующего обрушения первого типа рассматривается только для схем, где несущая поперечная стена ослаблена проемом.

Механизм прогрессирующего обрушения второго типа характеризуется одновременным поворотом каждой внутренней стеновой панели, расположенной над локальным разрушением, вокруг своего мгновенного центра вращения. При этом разрушаются растянутые связи этих панелей с неповрежденной стеновой панелью S_2 и связи сдвига S_3 (см. рисунок IV.1.1) с плитами перекрытия, расположенными над и под рассматриваемой стеновой панелью.

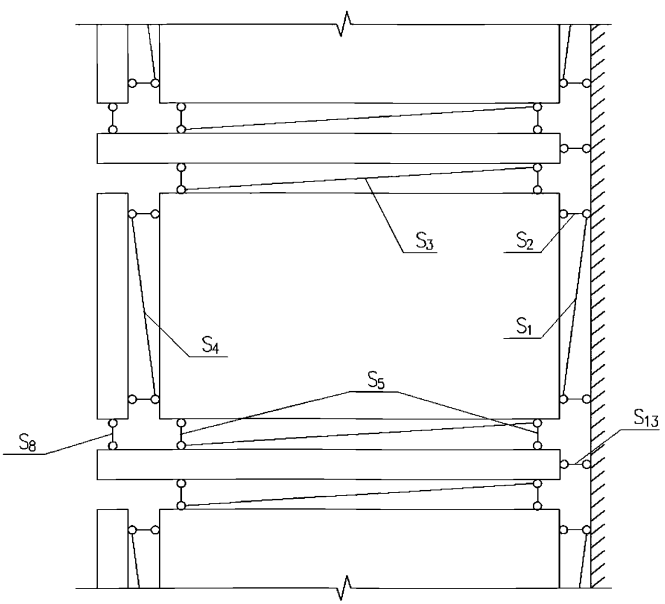


Рисунок IV.1.1 – Расчетная схема с обозначением связей

Работа связей сдвига S_3 обеспечивается платформенным стыком, обжатым этими связями. Конструкция связей (в случае, если они необходимы по расчету) рассчитывается на вертикальную растягивающую силу, равную по величине S_3, но не менее 50 кН (на каждую связь) и не менее веса стеновой панели, деленному на количество связей по длине панели.

Механизм прогрессирующего обрушения третьего типа характеризуется обрушением одних лишь плит перекрытия, расположенных непосредственно над локальным разрушением, и конструкций, теряющих при этом опору. При этом могут разрушаться растянутые связи S_5 между плитами перекрытия и внутренней стеновой панелью над ними и S_8 между плитами перекрытия и наружной стеновой панелью над ними.

Механизм прогрессирующего обрушения четвертого типа характеризуется перемещением конструкций лишь одного этажа, расположенного непосредственно над локальным разрушением. Этот механизм предполагает сочетание поступательного перемещения поперечной стеновой панели (как в первом механизме) с изломом плит перекрытия, характерным для третьего механизма. Поскольку в рассматриваемых блок – секциях плиты перекрытия заведены под продольные и поперечные внутренние стеновые панели (платформенный стык) и образуют практически неразрушимую связь сдвига, в расчете механизм прогрессирующего обрушения четвертого типа рассматривается только для схем, где несущая поперечная стеновая панель ослаблена проемом. При этом разрушаются растянутые связи S_5 и S_6 между стеной и плитами перекрытия под и над ней соответственно.

IV.1.3 Исходные данные для расчета

На рисунке IV.1.2 приведен план расположения конструкций типового этажа жилого дома с указанием мест локальных разрушений. Для примера рассмотрено два варианта локального разрушения.

Веса наружных и внутренних стеновых панелей приведены в таблицах IV.1.1 и IV.1.2. Нормативные нагрузки на плиты перекрытия типового этажа приняты в соответствии с СП 20.13330 и указаны в таблице IV.1.3.

Таблица IV.1.1 – Вес наружных стеновых панелей

Изделия	Длина, м	Вес 1 п.м., кН/м	Вес изделия, кН
Н7231-330	7,19	8,51	61,20
Н7235-335	7,19	7,98	57,40
Н3631-04	3,58	11,28	40,40

Таблица IV.1.2 – Вес внутренних стеновых панелей

Изделия	Толщина, м.	Участок панели	Высота, м	Вес, кН/м пог.
Внутренняя стеновая панель	0,18	Простенок	2,63	11,84
		Перемычка	0,56	2,52
	0,22	Простенок	2,63	14,47
		Перемычка	0,56	3,08

Расчет проводится на особое сочетание нагрузок, включающее постоянные нагрузки (собственный вес и вес пола) с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1, и кратковременные нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке, в соответствии с СП 20.13330, равным 0,5.

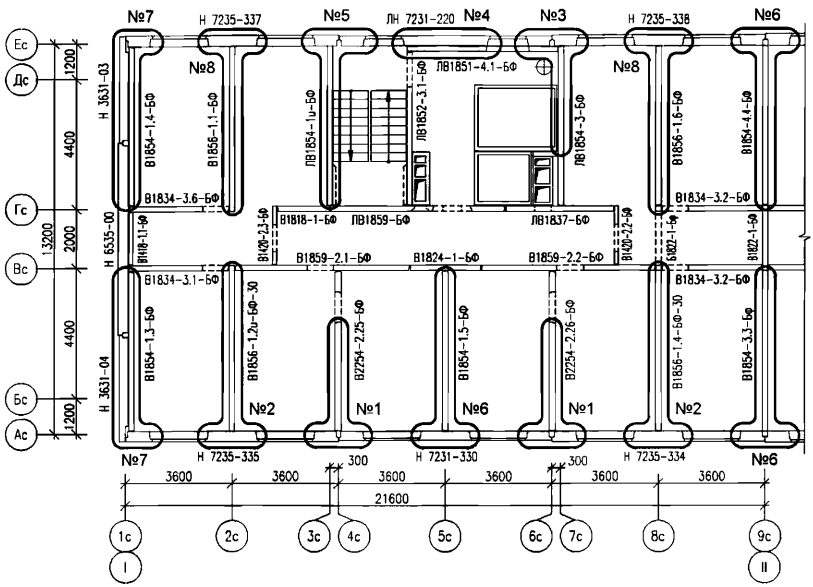


Рисунок IV.1.2 – План расположения стен с указанием мест локальных разрушений

Таблица IV.1.3 – Нормативные нагрузки на плиты перекрытия типового этажа

Плиты перекрытия	Нагрузки			
	Постоянная		Временная	Всего(q)
	собственный вес(g) кН/м^2	вес пола (g) кН/м^2	кратковр. (q_1) кН/м^2	кН/м^2
Перекрытие в квартире с полом	3,50	1,00	0,75	5,10

IV.1.4 Несущая способность отдельных конструктивных элементов

Несущие способности бетонных и железобетонных элементов определялись по [12]. Расчетные характеристики материалов определены в соответствии с методикой расчета и приведены в таблице IV.1.4.

Таблица IV.1.4 – Расчетные характеристики материалов

Класс	Вид нагружения	Коэффициент надежности по материалу	Коэффициент условий работы	Нормативное сопротивление, МПа	Расчетное сопротивление, МПа
Бетон					
B22.5	сжатие	1.00	1.25*1.15*0.85	16.75	20.47
	растяжение	1.00		1.45	1.77
B20	сжатие	1.00	1.25*1.15*0.85	15	18.33
	растяжение	1.00		1.35	1.65
Арматура					
A400	растяжение	1.00	1.1	400	440.00
B500		1.00		500	550.00

Наружные стены.

В расчете учитывалось сопротивление только внутреннего бетонного слоя трехслойных панелей. Армирование перемычек наружных стен и их несущая способность по изгибу приведены в таблице IV.1.5.

Таблица IV.1.5 – Несущая способность по изгибу перемычек наружных и внутренних стеновых панелей

Зона растяжения	Высота сечения, мм	Растянутая арматура	Расстояние до ц.т. арматуры a, мм	Предельный изгибающий момент, кН*м
Наружные стеновые панели				
Н 7235-335, Н 7231-330				
Перемычка под оконным проемом				
вверху	533	1Ø4B500	30	3.46
вверху	533	1Ø4B500	100	2.98
вверху	533	1Ø4B500	200	2.29
внизу	533	1Ø4B500	185	2.39
внизу	533	1Ø4B500	35	3.43
Перемычка над оконным проемом				
вверху	410	1Ø10A400	25	12.93
вверху	410	1Ø10A400	145	8.79
внизу	410	1Ø10A400	183.5	7.46
внизу	410	1Ø10A400	23.5	12.99

Внутренние стеновые панели				
В2254-2.25-Бф				
Перемычка над дверным проемом				
вверху	560	2Ø12А400	55	49.14
вверху	560	2Ø12А400	130	29.17
внизу	560	2Ø12А400	120	29.87
внизу	560	2Ø12А400	55	49.14

В таблице IV.1.6 определена работа внутренних сил наружных стеновых панелей при перемещении края на $w = 1$.

Внутренние стеновые панели

Армирование перемычек внутренних стен и их несущая способность по изгибу приведены в таблице IV.1.5. В таблице IV.1.6 определена работа внутренних сил внутренних стеновых панелей при перемещении края на $w = 1$

Таблица IV.1.6 – Работа внутренних сил наружных и внутренних стеновых панелей при перемещении на w=1

№ схемы	Тип	Марка панели	Перемычка над оконным проемом		Перемычка под оконным проемом		Перемычка над дверным проемом		Перемычка под дверным проемом		Ширина проема		Работа		
													Верхняя перемычка	Нижняя перемычка	Всего
			$(M`_{sup})$	$(M``_{sup})$	$(M`_{inf})$	$(M``_{inf})$	$(M`_{sup})$	$(M``_{sup})$	$(M`_{inf})$	$(M``_{inf})$	(b_{sup})	(b_{inf})	(W_{sup})	(W_{inf})	(W)
1	1	H7235-335	21,72	20,44	8,72	5,82					1,95	1,95	21,58	7,46	29,03
		H7231-330	21,72	20,44	8,72	5,82					1,95	1,95	21,62	7,46	29,08
		B2254-2.25-Бф					78,31	79,00			1,00	1,00	157,31		157,31
	2	H7235-335	21,72	20,44	8,72	5,82					1,95	1,95	21,58	7,46	29,03
		H7231-330	21,72	20,44	8,72	5,82					1,95	1,95	21,62	7,46	29,08
		B2254-2.25-Бф					78,31				1,00	1,00	78,31		78,31
	4	B2254-2.25-Бф					78,31	79,00			1,00	1,00	157,31		157,31

Плиты перекрытия

Плиты перекрытия запроектированы на работу при опирании по трем сторонам.

Несущая способность сечений плит перекрытия по изгибу была определена при растяжении нижних (верхних) волокон при изгибе в плоскости параллельной фасаду $m_1(m_1)$ и перпендикулярной ему $m_2(m_2)$. Армирование и несущая способность плит перекрытия приведены в таблице IV.1.7.

Таблица IV.1.7 – Армирование и несущая способность по изгибу плит перекрытия

Марка плиты	Размеры		Армирование				Несущая способность по изгибу			
	L, м	l, м	F_1	F_2	$F`_1$	$F`_2$	m_1, кН·м/м	m_2, кН·м/м	$m`_1$, кН·м/м	$m`_2$, кН·м/м
П3656-26-Бф, П3656-25-Бф	5.59	3.58	14Ø12AIII+ 48Ø5BpI	2Ø12AIII + 2Ø5BpI+ 14Ø4BpI	2Ø6AIII + 7Ø4BpI	2Ø10AIII+ 9Ø5BpI	24.78	7.20	1.57	5.51
П3656-224-Бф	5.59	3.58	16Ø12AIII+ 48Ø5BpI	4Ø12AIII + 1Ø5BpI+ 14Ø4BpI	2Ø6AIII + 10Ø4BpI	2Ø10AIII+ 9Ø5BpI	26.70	10.07	2.01	5.51

Наиболее вероятные механизмы разрушения плит перекрытия при прогрессирующем обрушении показаны ниже для каждой из схем (см. рисунки IV.1.3 – IV.1.6). Пластический шарнир с растяжением верхней зоны обозначен сплошной линией, с растяжением нижней зоны – пунктирной. На плане указаны перемещения отдельных точек перекрытия, используемые в расчете.

Учитывая величины предельных моментов и геометрию примыкающих внутренних стеновых панелей в соответствии с [12] вычислялась величина работы внутренних сил на перемещениях плит перекрытия F_p в зависимости от типа механизма прогрессирующего обрушения.

IV.1.5 Проверка защиты от прогрессирующего обрушения конструкций типового этажа

Представленный ниже расчет выполнялся без учета работы металлических связей даже в тех случаях, когда они предусмотрены в проекте. В случае необходимости применения связей для каждой рассмотренной схемы локального разрушения определялись усилия, которые должны восприниматься этими связями.

Работа внутренних сил плит перекрытия F_p приведена в таблице IV.1.8. В таблице IV.1.9 вычисляется работа внешних сил на перемещениях плит перекрытия типового этажа.

Таблица IV.1.8 – Работа внутренних сил на перемещение плит перекрытия

Схема	Механизм	Плита	Геометрические характеристики					Перемещение	Работа		
			L, м	l, м	e, м	s, м	d, м	w	F_p, кН	$F_{p,bor}$, кН	F, кН
1	1	П3656-26-Бф	5,59	3,58	0,8	0,8	1,97	1	41,36	19,83	61,19
		П3656-224-БФ	5,59	3,58	0,8	0,8	1,97	1	53,35	22,38	75,72
	2	П3656-26-Бф						1	5,72	19,62	25,33
		П3656-224-БФ						1	6,56	22,25	28,81
	3	П3656-26-Бф						1	5,68		5,68
		П3656-224-БФ						1	5,85		5,85
	4	П3656-26-Бф						4,62	26,71		26,71
		П3656-224-БФ						4,62	29,60		29,60
7	3	П3656-25-БФ						1	3,95		3,95

Таблица IV.1.9 – Работа внешних сил на перемещение плит перекрытия

Схема	Механизм	Марка плиты	q, кН/м^2	A, м^2	a	b	c	S_i, кН	S, кН	Формула
1	1	П3656-26-БФ	5,10	1,88	0,00	0,00	1,00	3,20	36,74	$qA(a+b+c)/3$
			5,10	13,15	0,50	0,50	0,50	33,54		
		П3656-224-БФ	5,10	1,79	0,00	0,00	1,00	3,04	36,58	
			5,10	13,15	0,50	0,50	0,50	33,54		
	2	П3656-26-БФ	5,10	5,85	0,00	0,00	0,84	8,36	10,18	
			5,10	0,85	0,00	0,84	1,00	2,66		
			5,10	0,38	0,84	1,00	1,00	1,83		
		П3656-224-БФ	5,10	5,66	0,00	0,00	0,83	7,99	9,86	
			5,10	0,89	0,00	0,83	1,00	2,77		
			5,10	0,39	0,83	1,00	1,00	1,87		
	3	П3656-26-БФ	5,10	7,08	0,00	0,00	1,00	12,04	12,04	
		П3656-224-БФ	5,10	6,94	0,00	0,00	1,00	11,80	11,80	
	4	П3656-26-БФ	5,10	7,08	0,00	0,00	4,62	55,61	55,61	
		П3656-224-БФ	5,10	6,94	0,00	0,00	4,62	54,50	54,50	
7	3	П3656-25-БФ	5,10	8,48	0,00	0,00	1,00	14,41	14,41	

IV.1.6 Локальное разрушение по схеме №1

Рассматривается обрушение конструктивной ячейки в осях «2с-5с» и «Ас-Вс» i-го (любого кроме последнего) этажа. Первично разрушается простенок внутренней стеновой панели В2254-2.25-Бф по оси «4с» от наружных стеновых панелей до дверного проема и примыкающие к нему простенки наружных стеновых панелей Н7235-335 и Н7231-330 по оси «Ас». Проверяется невозможность обрушения зависших над локальным разрушением плит перекрытия и стеновых панелей.

IV.1.7 Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения первого типа

Схема возможного обрушения приведена на рисунке IV.1.2.

Участок внутренней стеновой панели В2254-2.25-Бф от наружных стеновых панелей до дверного проема с примыкающими к ней простенками наружных стеновых панелей Н7235-335 и Н7231-330 поступательно смещается вниз вместе с краями плит перекрытия. При этом перемычки внутренней стеновой панели и наружных стеновых панелей разрушаются с образованием двух пластических шарниров каждая. В плитах перекрытия образуются пластические шарниры с растяжением верхней и нижней зоны.

Работа внутренних сил определена в таблице IV.1.8, внешних сил – в таблице IV.1.9.

В таблице IV.1.10 выполнены проверки защиты от прогрессирующего обрушения конструкций. Условие защиты от прогрессирующего обрушения выполнено, $F > S$.

IV.1.8 Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения второго типа

Схема возможного обрушения приведена на рисунке IV.1.3.

Внутренняя стеновая панель В2254-2.25-Бф разрушается по перемычке с возникновением одного верхнего пластического шарнира. Мгновенным центром вращения внутренней панели является сжатая фибра ее перемычки. Наружные стеновые панели Н7235-335 и Н7231-330 ломаются по перемычке, и их простенки перемещаются вниз. В плите перекрытия образуются пластические шарниры с растяжением верхней и нижней зоны.

Работа внутренних сил определена в таблице IV.1.8, внешних сил – в таблице IV.1.9.

Таблица IV.1.10 – Проверка условия защиты от прогрессирующего обрушения по схеме №1. Механизм Прогрессирующего обрушения первого типа

	Работа внутренних сил				Работа внешних сил				$R = F - S$, кН
Конструктивный элемент	Таблица	Прочность, s	Перемещение, w	Работа, F, кН	Таблица	Нагрузка, G, кН	Перемещение, u	Работа, S, кН	
Н7235-335	3.3			29,03	1,1	30,60	0,50	15,30	13,73
Н7231-330	3.3			29,08	1,1	28,70	0,50	14,35	14,73
В2254-2.25-Бф	3.3	157,31	1,00	157,31	1,2	57,90	1,00	57,90	99,41
П3656-26-Бф	4.1			61,19	4,2			36,74	24,45
П3656-224-Бф	4.1			75,72	4,2			36,58	39,14
ВСЕГО				352,34				160,87	191,47

Условие защиты от прогрессирующего обрушения выполнено, $F > S$.

В таблице IV.1.11 выполнены проверки защиты от прогрессирующего обрушения конструкций. Условие защиты от прогрессирующего обрушения выполнено, $F > S$.

IV.1.9 Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения третьего типа

Происходит обрушение только плит перекрытия, расположенных над локальным разрушением. В плитах перекрытия образуются пластические шарниры с растяжением верхней зоны. Схема возможного обрушения приведена на рисунке IV.1.6.

Работа внутренних сил определена в таблице IV.1.8, внешних сил – в таблице IV.1.9.

Таблица IV.1.11 – Проверка условия защиты от прогрессирующего обрушения по схеме №1. Механизм прогрессирующего обрушения второго типа

	Работа внутренних сил				Работа внешних сил				$R = F–S$, кН
Конструктивный элемент	Таблица	Прочность, s	Конструктивный элемент	Таблица	Прочность, s	Конструктивный элемент	Таблица	Прочность, s	
Н7235-335	3.3			29,03	1,1	30,60	0,50	15,30	13,73
Н7231-330	3.3			29,08	1,1	30,60	0,50	15,30	13,78
В2254-2.25-Бф	3.3	78,31	0,22	17,23	1,2			33,78	-16,55
П3656-26-Бф	4.1			25,33	4,2			10,18	15,15
П3656-224-Бф	4.1			28,81	4,2			9,86	18,95
ВСЕГО				129,48				84,42	45,07

Условие защиты от прогрессирующего обрушения выполнено, $F > S$.

Таблица IV.1.12 – Проверка условия защиты от прогрессирующего обрушения по схеме №1. Механизм прогрессирующего обрушения третьего типа

	Работа внутренних сил				Работа внешних сил				$R = F – S$, кН
Конструктивный элемент	Таблица	Прочность, s	Конструктивный элемент	Таблица	Прочность, s	Конструктивный элемент	Таблица	Прочность, s	
П3656-26-Бф	4.1			5,68	4.2			12,04	–6,36
П3656-224-Бф	4.1			5,85	4.2			11,80	–5,95

Условие защиты от прогрессирующего обрушения нарушено, $F < S$.

S_s = 7,31 кН в углу плиты П3656-26 Бф на пересечении осей «4с» и «Ас»;

S_s = 6,84 кН в углу плиты П3656-224 Бф на пересечении осей «4с» и «Ас»

В таблице IV.1.12 выполнена проверка обеспеченности защиты конструкций. Условие защиты от прогрессирующего обрушения против

прогрессирующего обрушения нарушено, $F < S$. Необходимо установить связь растяжения S = 7,31кН между плитой перекрытия П3656-26-БФ и наружной стеновой панелью и связь растяжения S = 6,84 кН между плитой перекрытия П3656-224-БФ и наружной стеновой панелью в углах плит перекрытия на пересечении осей «Ас» и «4с» на расстоянии не более 400 мм от края плит.

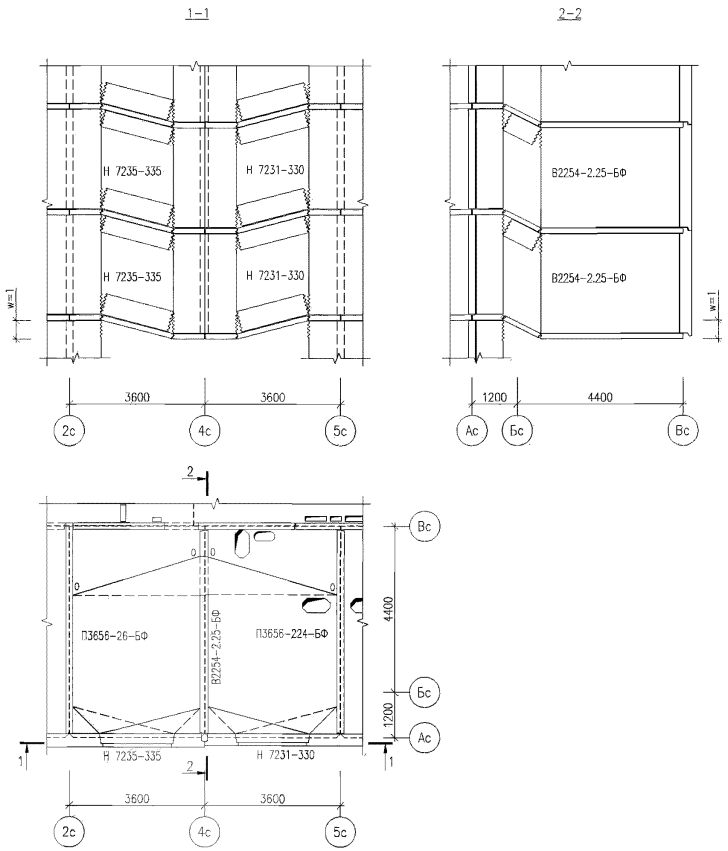


Рисунок IV.1.3 – Схема №1. Механизм прогрессирующего обрушения первого типа

Чтобы была обеспечена работа плит перекрытия по второму механизму и их разрушение происходило в краевой зоне с образованием уже рассмотренных шарниров, необходимо, чтобы внутренняя работа плит в краевой зоне второго механизма была меньше, чем работа

поставленных связей растяжения на единичном перемещении. Для этого необходимо увеличить значение связей до следующих величин: S = 20кН между плитой перекрытия П3656-26-БФ и наружной стеновой панелью и связь растяжения S = 23 кН между плитой перекрытия П3656-224-БФ и наружной стеновой панелью в углах плит перекрытия на пересечении осей «Ас» и «4с».

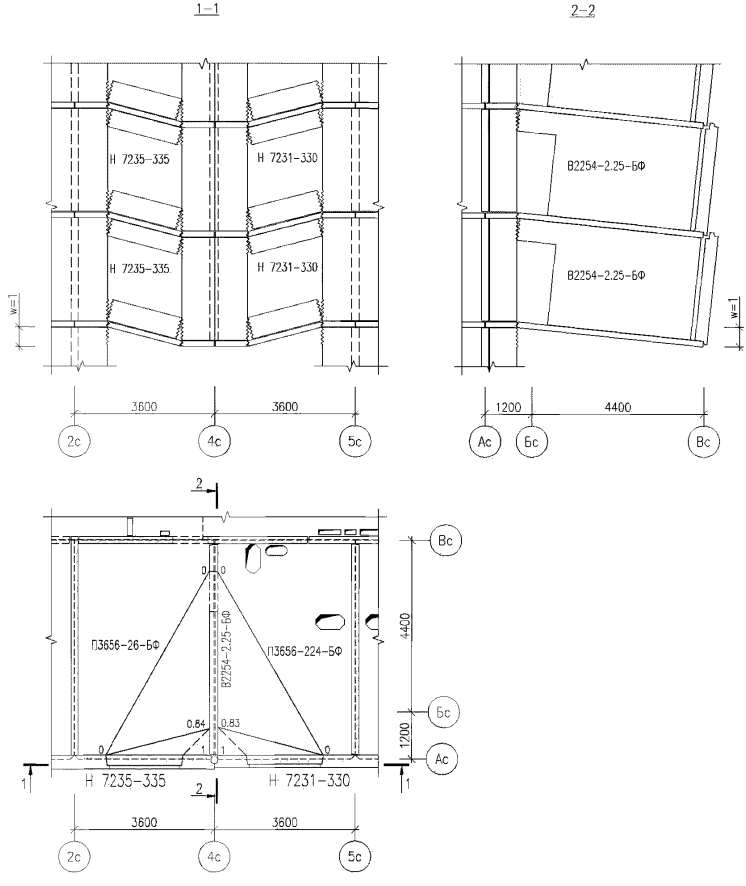


Рисунок IV.1.4 – Схема №1. Механизм прогрессирующего обрушения второго типа

IV.1.10 Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения четвертого типа

Участок внутренней стеновой панели В2254-2.25-Бф от наружных стеновых панелей до дверного проема поступательно смещается вниз, при этом перемычка внутренней стеновой панели разрушается с образованием двух пластических шарниров. В плитах перекрытия образуются пластические шарниры с растяжением верхней зоны. Схема возможного обрушения приведена на рисунке IV.1.5. Поскольку внутренняя стеновая панель В2254-2.25-Бф при разрушении по первому механизму «держит себя», а плиты перекрытия защищены от обрушения с помощью установки связей растяженияS, механизм прогрессирующего обрушения четвертого типа невозможен.

IV.1.11 Локальное разрушение по схеме №7 (условно не показана)

Рассматривается обрушение конструктивной ячейки в осях «1с-2с» и «Ас-Вс» *i*-го (любого кроме последнего) этажа. Первично разрушается внутренняя стеновая панель В1854-1.3-Бф по оси «1с» и примыкающие к ней наружные стеновые панели Н 3631-04 и Н 6535-00 до пересечения с продольной внутренней стеновой панелью по оси «Вс».

Проверяется невозможность обрушения зависших над локальным разрушением плит перекрытия и стеновых панелей.

IV.1.12 Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения первого и четвертого типа

Поскольку плита перекрытия заведена под стеновые панели, а внутренняя стеновая панель В1854-1.3-Бф по оси «1с» не имеет проема, первый механизм прогрессирующего обрушения невозможен.

Возможность возникновения механизма прогрессирующего обрушения четвертого типа исключается по той же причине.

IV.1.13 Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения второго типа

Т.к. наружные торцевые стеновые панели установлены «вразбежку» с внутренними стеновыми панелями, возможность возникновения механизма прогрессирующего обрушения второго типа исключается, поскольку панели практически неразрушимы по изгибу в своей плоскости (даже по бетонному сечению без учета арматуры).

Однако на этаже непосредственно над локальным разрушением внутренняя стеновая панель В1854-1.3-Бф будет терять опору и необходимо обеспечить ее неразрушение постановкой растянутой связи S_2 = (63,91·0,5) кН·5,4 м/2,63 м = 65,61 кН к внутренней стеновой панели В1418-1.1-Бф на пересечении осей «1с» и «Вс». Устойчивость наружной стеновой панели Н 3631-04 необходимо обеспечить постановкой растянутой связи S_2 = (40,4·0,69) кН·3,6м/2,8 м = 35,84 кН к консольно-зажатой наружной стеновой панели Н 6535-00.

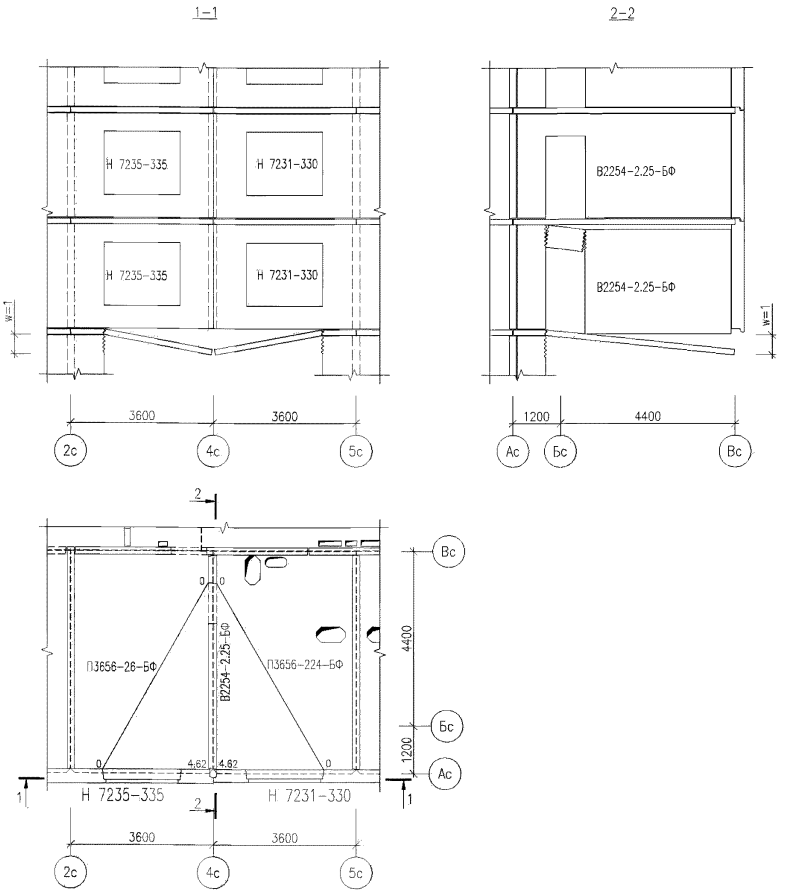


Рисунок IV.1.5 – Схема №1. Механизм прогрессирующего обрушения четвертого типа

IV.1.14 Оценка возможности возникновения механизма прогрессирующего обрушения третьего типа

Происходит обрушение только плит перекрытия, расположенных над локальным разрушением. Схема возможного обрушения приведена на рисунке IV.1.6.

Работа внутренних сил определена в таблице IV.1.8, внешних сил – в таблице IV.1.9.

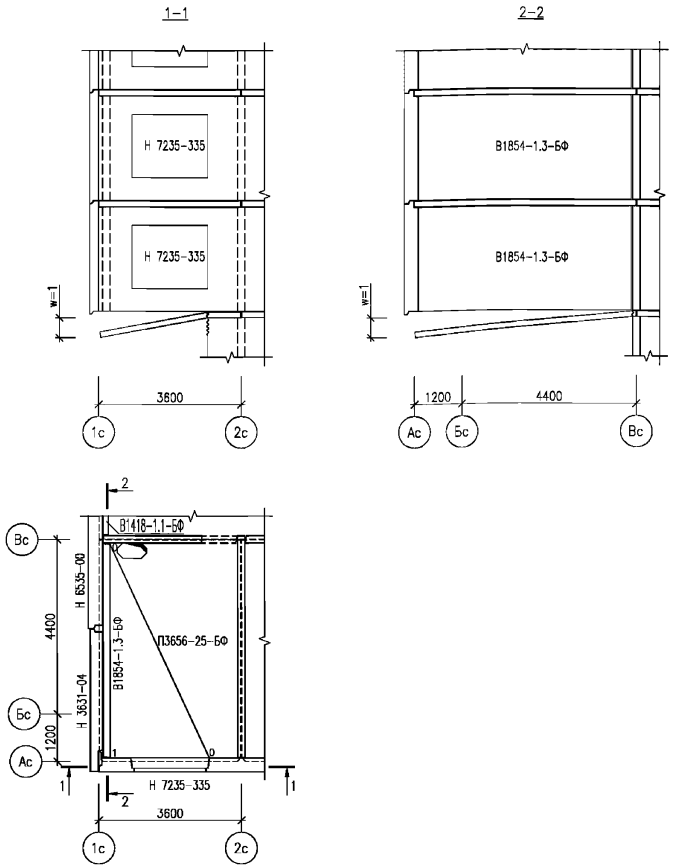


Рисунок IV.1.6 – Механизм прогрессирующего обрушения третьего типа

В таблице IV.1.13 выполнена проверка защиты от прогрессирующего обрушения конструкций. Необходимо установить связь растяжения S = 12,3 кН между плитой перекрытия П3656-25-Бф и наружной стеновой панелью Н7235-335 на пересечении осей «1с» и «Ас» на расстоянии не более 400 мм от края плиты.

Таблица IV.1.13 – Проверка условия защиты от прогрессирующего обрушения по схеме №7. Механизм Прогрессирующего обрушения третьего типа

	Работа внутренних сил				Работа внешних сил				R = F – S, кН
Конструктивный элемент	Таблица	Прочность, *s*	Конструктивный элемент	Таблица	Прочность, s	Конструктивный элемент	Таблица	Прочность, *s*	
П3656-25-БФ	4.1			3.95	4.2			14,41	–10,46
Н3631-04					1.1	40,40	0,69	27,88	–27,88
Н 7235-335				29.03				15,30	13,73
В1854-1.3-БФ					1.2	63,91	0,50	31,95	–31,95

Условие защиты от прогрессирующего обрушения нарушено, $F < S$.
S_s = 13,30 кН в углу плиты П3656-25 БФ осей «1с» и «Ас»

Часть II. Дополнительная проверка прочности сохранившихся стен вокруг локального разрушения конструкций при перераспределении усилий

В случае внезапного удаления одного из конструктивных элементов допускаются локальные разрушения отдельных вертикальных несущих элементов в пределах одного этажа, но эти первоначальные разрушения не должны приводить к обрушению или разрушению конструкций, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся удаленным и примыкающими конструктивными элементами. В несущих конструкциях, не расположенных над локальным разрушением, воздействие локального разрушения приводит к увеличению напряжений и усилий. Необходимо сравнить усилия, действующие в несущих элементах при их максимальном загружении с усилиями, возникающими при локальном разрушении вертикального элемента, расположенного близко к рассматриваемому.

Для этого предварительно был выполнен расчет на эксплуатационные нагрузки рассматриваемого жилого дома с помощью пакета прикладных программ методом конечных элементов. В расчете была принята модель панельного здания, базирующаяся на способе эквивалентных столбов (жесткость столба определяется жесткостью стены, стыка и перекрытия в пределах этажа). На рисунке IV.1.7 приведена расчетная схема секций жилого дома.

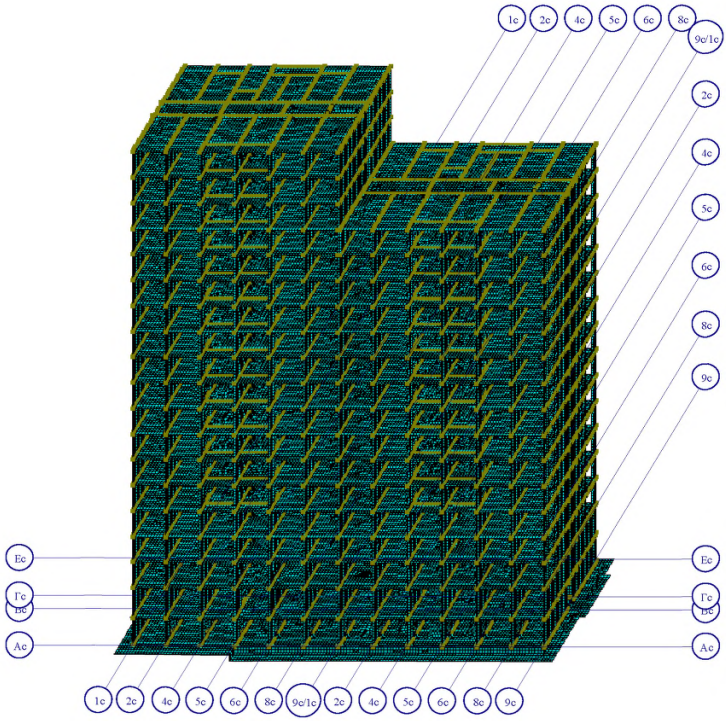
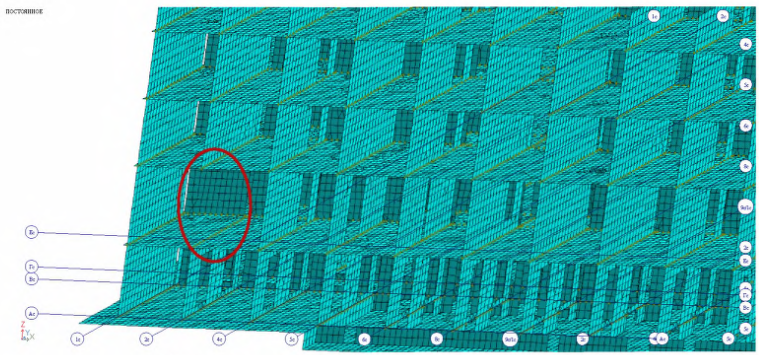
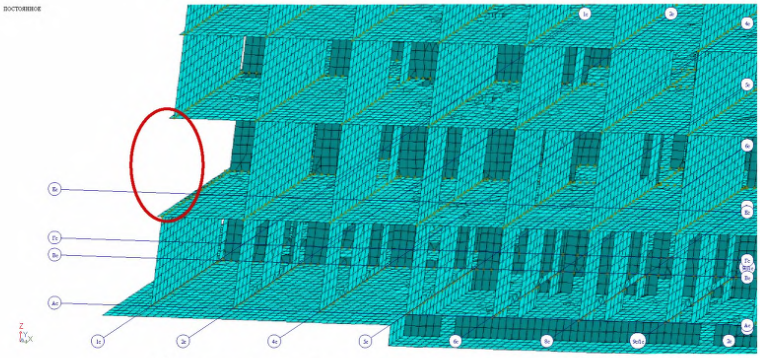


Рисунок IV.1.7 – Расчетная модель двухсекционного жилого дома

Для расчета по защите от прогрессирующего обрушения исходная расчетная модель была изменена согласно нормам для расчета на особое сочетание нагрузок для аварийного воздействия (расчетные сопротивления материалов были приняты равными их нормативным значениям, применены дополнительные коэффициенты условий работы при расчете по защите от прогрессирующего обрушения, значения нагрузок приняты в соответствии с СП 296.1325800 и СП 20.13330. Для удобства проведения расчетов локальное разрушение конструкции столба в пределах поврежденного этажа моделировалось снижением значения модуля упругости ее конечных элементов (в 1000 раз). В соответствие с рекомендациями были рассмотрены наиболее опасные схемы расположения локальных разрушений конструкций №1 и №2, а именно, расположенные на 1-м этаже (рисунок IV.1.8 а, б).



а) схема локального разрушения №1



б) схема локального разрушения №2

Рисунок IV.1.8 – Рассмотренные локальные разрушения

Для данного здания при соотношении высоты этажа к толщине стены проверка прочности стены по среднему сечению не требуется. В данном случае необходима только проверка платформенных стыков по прочности.

В таблице IV.1.14 приведены усилия в стенах 1-го этажа от максимального расчетного сочетания нормативных нагрузок в несущих стеновых панелях, в которых воздействие локального разрушения №1 приводит к увеличению напряжений и усилий. В таблице IV.1.15 приведены аналогичные результаты для локального разрушения №2.В данных таблицах приведены:

1) Усилия в стеновых панелях в случае локального разрушения согласно модели для расчета по защите от прогрессирующего обрушения;

2) несущая способность платформенного стыка, определяемая по формуле:

$$N_{max} = R_c h t \left(1 - \frac{2e_{oh}}{h}\right), \qquad \text{(IV.1.1)}$$

где R_c для опорного сечения вычисляется по формуле $R_c = R_{bw}\eta_m\eta_j$,

t – толщина стены,

h – ширина простенка (размер по длине стены в уровне

расположения проемов),

e_{oh} – эксцентриситет продольной сжимающей силы,

R_{bw} – расчетная прочность бетона стены при сжатии (призменная прочность) с коэффициентом надежности по материалу $\gamma_f = 1$ определяемая для тяжелых, легких и ячеистых бетонов по СП 63.13330.2012 с учетом приведенных в нормах коэффициентов условий работы по материалу,

η_m – коэффициент, учитывающий влияние горизонтальных растворных швов,

η_j – коэффициент, учитывающий конструктивный тип стыка, неравномерность распределения сжимающей нагрузки между опорными площадками стыка и эксцентриситет продольной силы относительно центра стыкав соответствии с СП 335.1325800.

На рисунке IV.1.9 приведены номера простенков (столбов) 1-го этажа жилого дома.

На рисунке IV.1.10 приведены номера простенков (столбов) 2-го этажа жилого дома.

Таблица IV.1.14 – Усилия в стеновых панелях 1-го этажа при локальном разрушении № 1

Номер простенка	Усилие в случае локального разрушения	Несущая способность платформенного стыка
41	483.553	687.55
42	150.304	391.826
43	297.52	569.762
44	84.988	214.55
46	222.061	394.551
47	123.718	312.66
48	137.428	150.955
74	138.1	324.485
75	432.304	652.242
80	190.273	350.797
81	259.724	379.391

Из таблицы IV.1.14 видно, что условие прочности платформенных стыков на 1-м этаже в случае локального разрушения №1 выполняется для всех простенков, $N < N_{max}$.

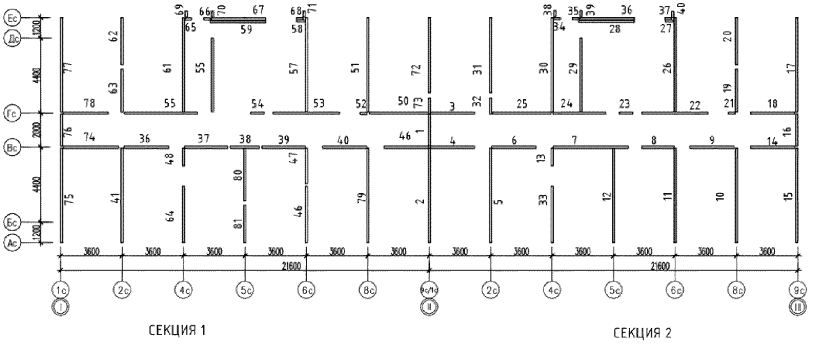


Рисунок IV.1.9 – Номера простенков 1-го этажа жилого дома

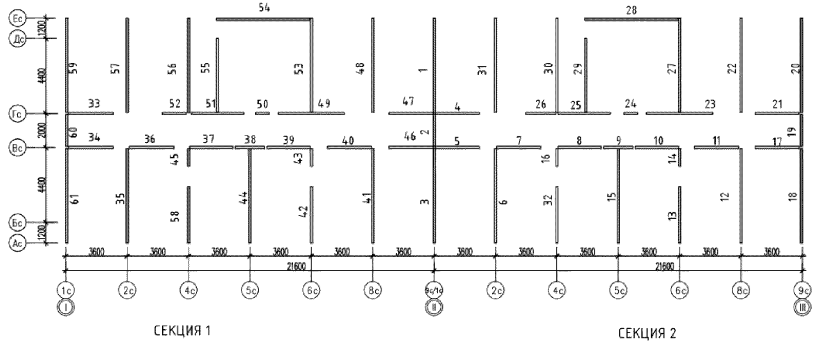


Рисунок IV.1.9 – Номера простенков 2-го этажа жилого дома

Таблица IV.1.15 – Усилий в стеновых панелях 1-го этажа при локальном разрушении № 2

Номер простенка	Усилие в случае локального разрушения	Несущая способность платформенного стыка
41	554,081	850,254
42	115,695	354,547
74	328,904	395,402
76	164,705	216,014
77	414,431	963,616
78	157,448	348,282

Из таблицы IV.1.15 видно, что условие прочности платформенных стыков на 1-м этаже в случае локального разрушения №2 выполняется для всех простенков, $N < N_{max}$.

В таблицах IV.1.16–IV.1.17 приведены аналогичные результаты для стеновых панелей 2-го этажа.

Таблица IV.1.16 – Усилия в стеновых панелях 2-го этажа при локальном разрушении № 1

Номер простенка	Усилие в случае локального разрушения	Несущая способность платформенного стыка
34	127,177	311,642
35	456,172	834,502
36	151,513	273,703
37	153,495	320,324
38	124,456	264,746
39	114,547	348,412
42	267,046	662,768
43	49,252	131,627
44	414,823	650,67
45	113,931	93,65
61	399,852	706,171

Из таблицы IV.1.16 видно, что условие прочности платформенных стыков на 2-м этаже в случае локального разрушения №1 выполняется для всех, кроме простенка №45. Условие прочности будет выполняться, если повысить класс бетона стеновой панели по оси «4с» между осями «Ас» и «Вс» (рисунок IV.1.1) до В30.

Таблица IV.1.17 – Усилия в стеновых панелях 2-го этажа при локальном разрушении № 2

Номер простенка	Усилие в случае локального разрушения	Несущая способность платформенного стыка
33	163,009	373,003
34	260,857	420,9
35	517,887	1042,048
36	129,616	330,171
59	382,799	893,351
60	132,472	214,273

Из таблицы IV.1.17 видно, что условие прочности платформенных стыков на 2-м этаже в случае локального разрушения №2 выполняется для всех простенков, $N < N_{max}$.

При полном расчете здания в качестве возможных локальных разрушений в соответствии с [12] необходимо рассматривать все схемы локальных разрушений, представленные на рисунке IV.1.1, проверяя при этом по всей высоте здания стеновые панели на прочность от воздействия каждого локального разрушения

IV.2 Расчет фрагмента кирпичного здания храма

IV.2.1 Общие сведения о конструктивном решении

Рассматривается фрагмент здания храма.

Фундамент – монолитная плита толщиной 500 мм из бетона класса В25 на естественном основании.

Наружные стены:

- ниже отметки 0.000 – кладка из обыкновенного красного глиняного кирпича пластического прессования (γ = 1600 кг/м^3 ГОСТ 530-95), толщиной 640 мм и блоки стен подвалов типа ФБС, толщиной 600 и 900 мм;

- выше отметки 0.000 – кладка из керамического пустотелого кирпича (коэффициент теплопроводности – 0,32 Вт/м·°С), толщиной 640 и 900 мм.

Внутренние стены:

- ниже отметки 0.000 – кладка из обыкновенного красного глиняного кирпича пластического прессования (γ=1600 кг/м^3 ГОСТ 530-95), толщиной 380 мм и блоки стен подвалов типа ФБС, толщиной 400 мм;

- выше отметки 0.000 – кладка из керамического пустотелого кирпича (коэффициент теплопроводности – 0,32 Вт/ м·°С), толщиной 380 мм.

Перекрытия – монолитные железобетонные плиты, толщиной 220 мм, из бетона класса В25.

Покрытие абсид, свода, барабана – монолитные железобетонные, толщиной 220 мм, из бетона класса В25.

Покрытие звонницы и притвора (в осях «2-4») – деревянные стропила.

Колонны – монолитные железобетонные, сечением 400×400 и 660×400 мм, из бетона класса В25.

Обвязочные балки – монолитные железобетонные, сечением 300×300 и 400×400 мм, из бетона класса В25.

Марка кирпича М150, марка раствора М100.

Часть I. Расчет конструкций по защите от прогрессирующего обрушения

IV.2.2 Исходные данные для расчета

На рисунке IV.2.1 приведен план расположения конструкций здания на отметке 0.000 с указанием мест локальных разрушений.

Нормативные нагрузки, принятые для расчета конструкций здания на защиту от прогрессирующего обрушения приняты в соответствии с СП 20.13330 и СП 385.1325800.2018 и указаны в таблицах IV.2.1 и IV.2.2.

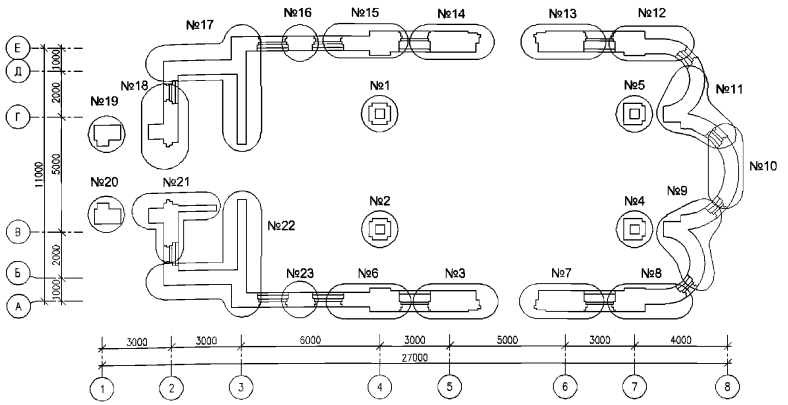


Рисунок IV.2.1 – План расположения конструкций здания храма на отметке 0.000 с указанием мест локальных разрушений

Таблица IV.2.1 – Постоянные нагрузки для расчета по защите от прогрессирующего обрушения

Элементы конструкций	Размерность нагрузки	Нормативное значение	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетное значение
Фундаментная плита δ = 500 мм	кН/м^2	12,5	1,0	12,5
Перекрытие δ = 200 мм	кН /м^2	5,0	1,0	5,0
Покрытие (абсид, свода, барабана) δ = 200 мм	кН /м^2	5,0	1,0	5,0
Колонны и балки 400×400 мм	кН /м^2	4,0	1,0	4,0
Пол техподполья δ = 150 мм	кН /м^2	2,0	1,0	2,0
Пол на отм. –0,100 и 3,500 м, δ = 100 мм	кН /м^2	1,5	1,0	1,5
Перегородки кирпичные δ = 120 мм	кН /м^2	8,5	1,0	8,5

Таблица IV.2.2 – Временные нагрузки для расчета по защите от прогрессирующего обрушения

Помещения	Размерность нагрузки	Нормативное значение	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетное значение	Примечание
На плиту пола подвала	кН/м^2	3,0	1,0	3,0	
На плиту перекрытия на отм. 0.000 от стоящей толпы	кН /м^2	5,0	0,5	2,5	
На плиту перекрытия на отм. 3.600	кН /м^2	4,0	0,5	2	
Снеговые нагрузки	кН /м^2	1,5	0,5	0,75	По СП 20.13330.2016 для III снегового района РФ.
Ветровые нагрузки	кН /м^2	0,23	0,5	0,165	По СП 20.13330.2016 для I ветрового района РФ, тип местности "В"

Расчет проводится на особое сочетание нагрузок, включающее постоянные нагрузки (собственный вес и вес пола) с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1, и кратковременные нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 0,5 в соответствии с СП 20.13330.

IV.2.3 Несущая способность отдельных конструктивных элементов

Расчетные характеристики сопротивления материалов определены в соответствии с методикой расчета и приведены в таблице IV.2.3.

Таблица IV.2.3 – Расчетные характеристики материалов

Класс	Вид нагружения	Коэффициент надежности по материалу	Коэффициент условия работы	Нормативное сопротивление, Мпа	Расчетное сопротивление, Мпа
Бетон					
B25	сжатие	1,0	1,25·1,15·0,85	18,5	22,6
	растяжение	1,0	1,25·1,15·0,85	1,55	1,89
Кирпичная кладка					
Кирпич М150 Раствор М100	сжатие	1,0	1,0	2,2	2,2
	растяжение	1,0	1,0	0,08	0,08
Арматура					
A500C	растяжение	1,0	1,1	500	550

IV.2.4 Проверка защиты от прогрессирующего обрушения конструкций здания

Рассмотрена схема №3 локальных разрушений конструкций здания храма:

ЛР №3 – разрушение простенка кирпичной наружной стены по оси «А» в осях «4-6» на отм. 0.000.

В результате расчета получены усилия в элементах расчетной модели фрагмента здания храма.

На рисунках IV.2.2–IV.2.4 приведены мозаики напряжений *Ny*, *Nx* и усилий *N* в вертикальных несущих конструкциях надземной части здания, возникающих при локальном разрушении №3.

На рисунках IV.2.5–IV.2.10 приведено армирование монолитных поясов и складчатого покрытия при локальном разрушения №3.

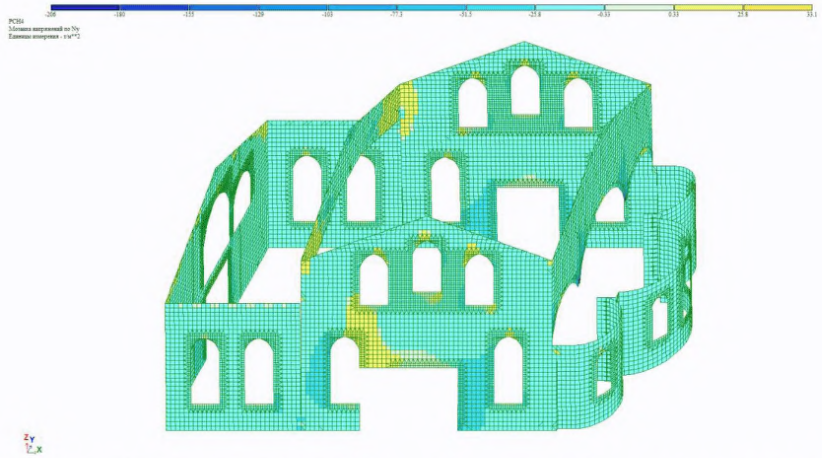


Рисунок IV.2.2 – ЛР №3. Мозаика напряжений Ny в стенах надземной части здания

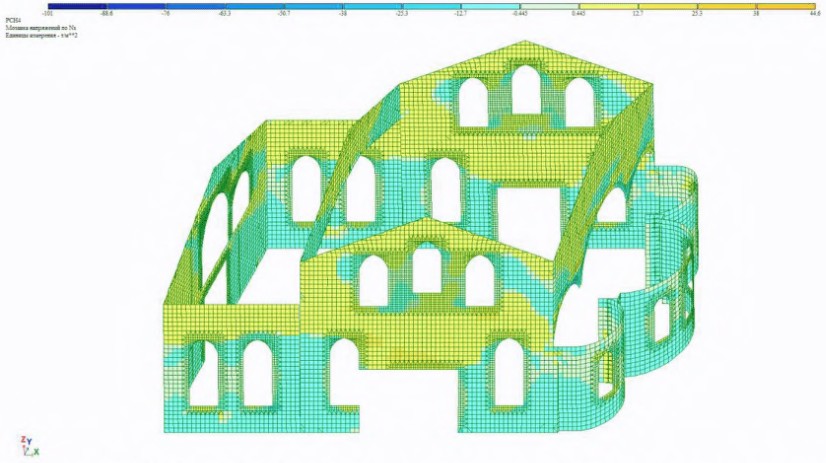


Рисунок IV.2.3 – ЛР №3. Мозаика напряжений Nx в стенах надземной части здания

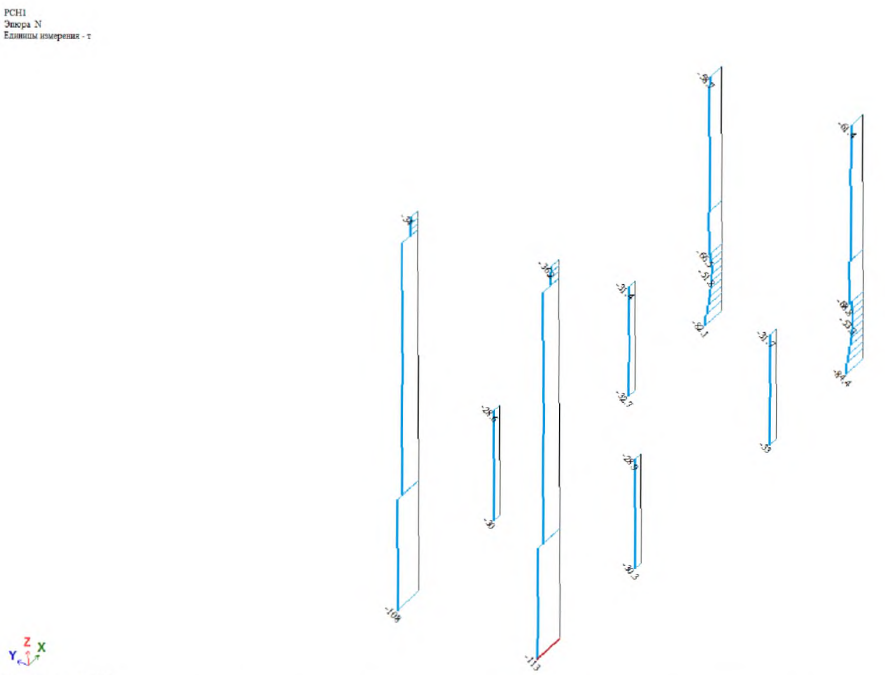


Рисунок IV.2.4 – ЛР №3. Эпюра усилий N в колоннах здания

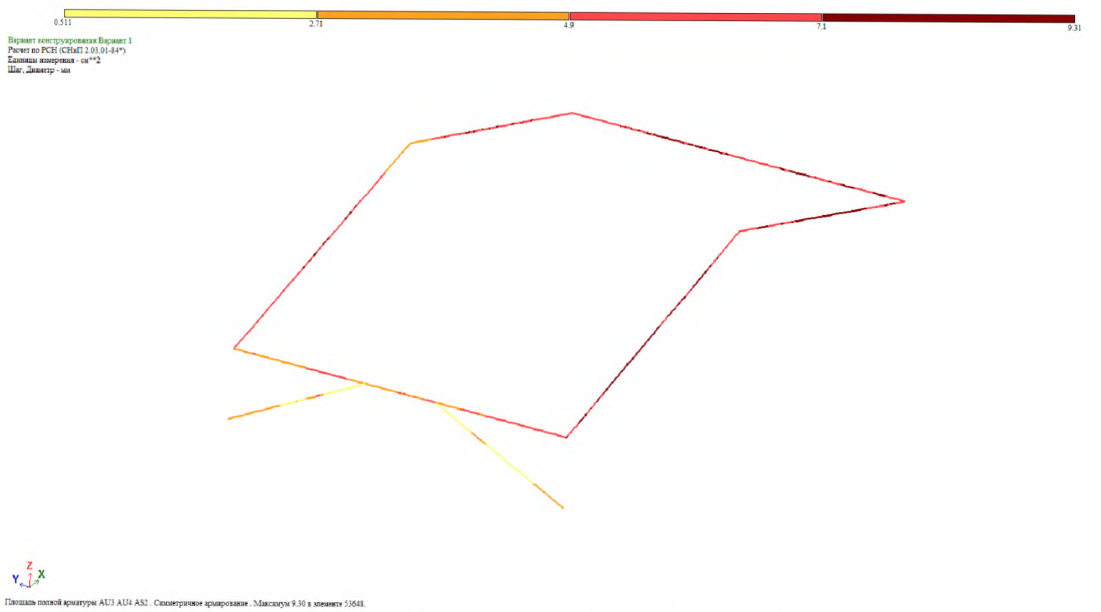


Рисунок IV.2.5 – ЛР №3. Верхнее армирование монолитных поясов

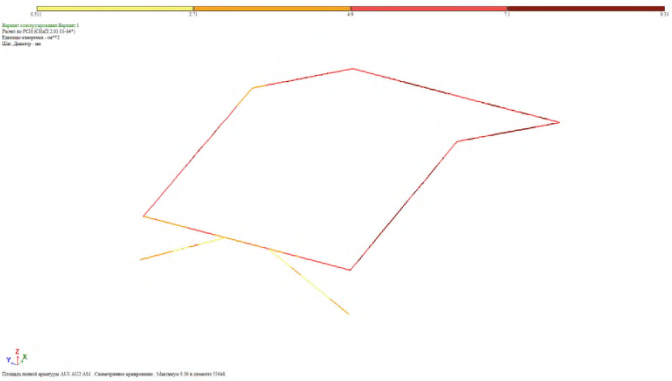


Рисунок IV.2.6 – ЛР №3. Нижнее армирование монолитных поясов

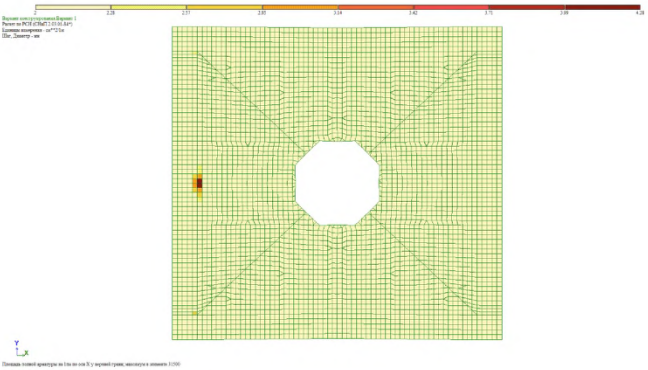


Рисунок IV.2.7 – ЛР №3. Верхнее армирование складчатого покрытия по оси X

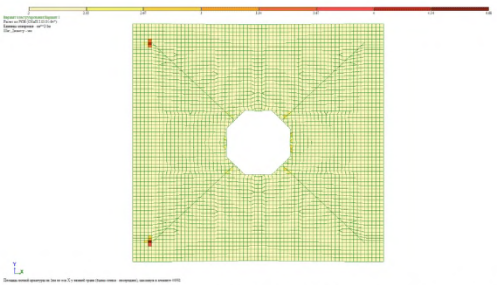


Рисунок IV.2.8 – ЛР №3. Нижнее армирование складчатого покрытия по оси X

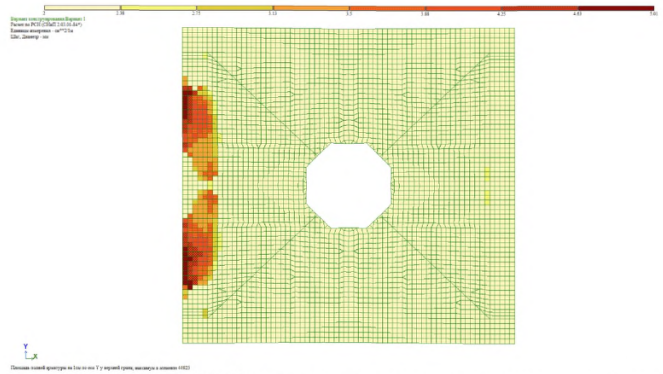


Рисунок IV.2.9 – ЛР №3. Верхнее армирование складчатого покрытия по оси *Y*

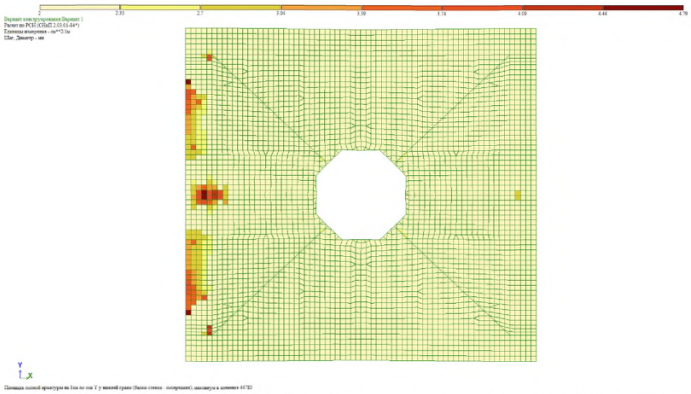


Рисунок IV.2.10 – ЛР №3. Нижнее армирование складчатого покрытия по оси *Y*

Часть II. Дополнительная проверка прочности сохранившихся конструкций вокруг локального разрушения при перераспределении усилий.

В случае аварийных воздействий допускаются локальные разрушения отдельных вертикальных несущих элементов в пределах одного этажа, но эти первоначальные разрушения не должны приводить к обрушению или разрушению, конструкций, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными аварийным воздействием. В несущих конструкциях, не расположенных над локальным разрушением, воздействие локального разрушения приводит к увеличению напряжений и усилий. Необходимо сравнить усилия, действующие в несущих элементах при их максимальном загружении с усилиями, возникающими при локальном разрушении

вертикального элемента, расположенного близко к рассматриваемому.

На рисунке IV.2.11 приведена расчетная схема здания храма.

Для расчета на защиту от прогрессирующего обрушения исходная расчетная модель была изменена согласно нормам для расчета на особое сочетание нагрузок для аварийного воздействия (расчетные сопротивления материалов были приняты равными их нормативным значениям, применены дополнительные коэффициенты условий работы при расчете на защиту от прогрессирующего обрушения, значения нагрузок приняты в соответствии с СП 296.1325800 и СП 20.13330). Для удобства проведения расчетов локальное разрушение простенка кирпичной наружной стены в пределах поврежденного этажа моделировалось снижением значения модуля упругости ее конечных элементов (в 1000 раз). В соответствие с рекомендациями была рассмотрена схема №3 локальных разрушений конструкций, расположенная на отметке 0.000 (см. рисунок IV.2.1).

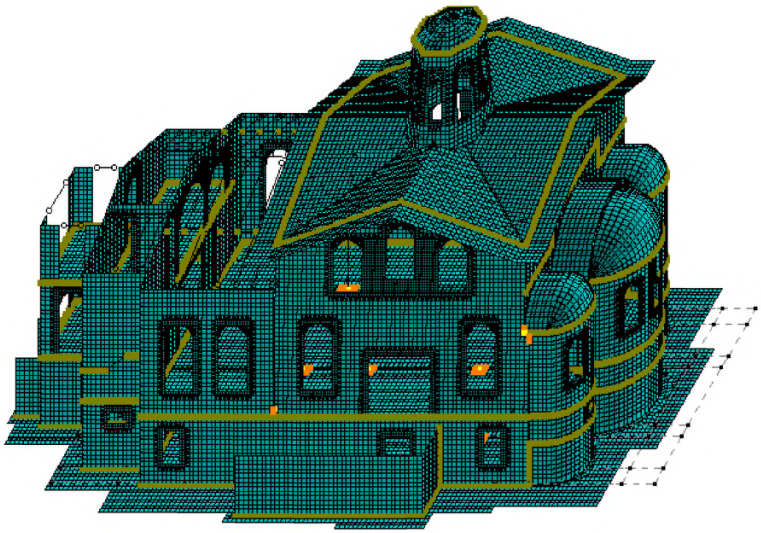


Рисунок IV.2.11 – Расчетная модель здания храма

Как видно из рисунков IV.2.2- IV.2.3:

- наибольшее вертикальное сжимающее напряжение в кладке, равное 2060 кН/м^2, не превышает расчетного сопротивления кладки сжатию, равного 2243 кН/м^2;

- наибольшее вертикальное растягивающее напряжение в кладке, равное 331 кН/м^2, превышает расчетное сопротивление кладки растяжению по неперевязанному сечению, равное 81 кН/м^2;

- наибольшее горизонтальное напряжение в кладке, равное 446 кН/м^2, превышает расчетное сопротивление кладки растяжению по перевязанному сечению, равное 203 кН/м^2.

Так как в кирпичной кладке возникают растягивающие напряжения, превышающие соответствующие значения сопротивления кладки растяжению по перевязанному и неперевязанному сечениям, что приводит к ее расслоению, требуется выполнить армированный пояс кирпичной кладки в наружных стенах в зоне над локальным разрушением и предусмотреть дополнительное армирование кладки. Подбор сечения и геометрию данного монолитного пояса следует производить после рассмотрения всех схем локальных разрушений, представленных на рисунке IV.2.1.

IV.3 Расчет производственного шестиэтажного здания с рамно-связевым каркасом

IV.3.1 Общие сведения о конструктивном решении

Рассматриваемый остов каркаса многоэтажного общественного здания (рисунок IV.3.1) относится к нормальному уровню ответственности.

Размер локального разрушения, которое следует учитывать при расчете несущих конструкций одного (любого) этажа при высоте рассматриваемого здания до 75 м должен составлять не менее 28 м^2 (диаметр 6,0 м). При принятом шаге колонн в поперечном направлении 9×3×9 и 6 м в продольном направлении (см. рисунок IV.3.1) диаметр локального разрушения при удалении одной (любой) колонны первого этажа учитываемого локального разрушения составит 6,0 м.

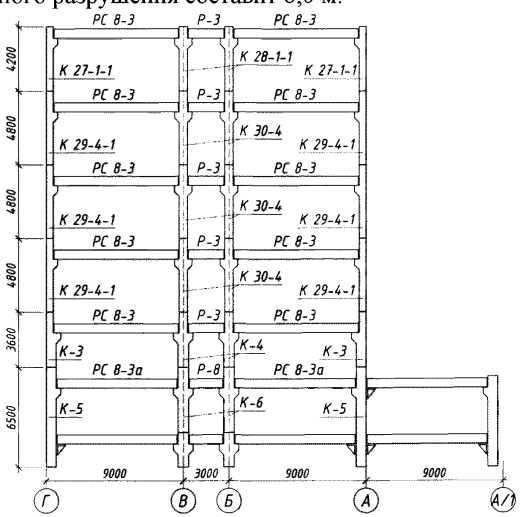


Рисунок 12.1 – Поперечный разрез здания и маркировка колонн

IV.3.2 Исходные данные для расчета

При расчете здания по защите от прогрессирующего обрушения расчетные прочностные характеристики бетона и арматуры в соответствии с СП 385.1325800.2018, СП 63.13330.2018, принимаются равными их нормативным значениям. Колонны имеют сечение от 300×450 мм до 350×650 мм и выполнены по серии ИИ-62 вып. 2. Перекрытия выполнены по сборно-монолитному варианту с расположением надопорной арматуры плит в швах между плитами. Ригели высотой 700 мм (включая монолитную часть) выполнены с предварительным напряжением арматуры по серии ИИ-63 вып. 3, а плиты перекрытия имеют высоту 350 мм и выполнены по серии ИИ-64 вып. 2.

Расчетные значения призменной прочности бетона приняты с учетом дополнительных коэффициентов работы в соответствии с СП 385.1325800.2018, Приложение А – 1,25. Расчетное значение прочности арматурной стали колонн и надопорной арматы ригелей, выполненных из стали класса AIII, с учетом коэффициента условий работы 1,1 (СП 385.1325800.2018).

Деформационные характеристики материалов конструкций каркаса здания при расчете по защите от прогрессирующего обрушения приняты в соответствии с СП 385.1325800.2018. Предельные значения относительных деформаций при проверке критериев несущей способности для особого предельного состояния назначены следующие: для бетона $\varepsilon_{b0} = 0,0035$, для арматуры с физическим пределом текучести $\varepsilon_{s2} = 0,025$, с условным – $\varepsilon_{s2} = 0,015$.

Расчет здания по защите от прогрессирующего обрушения, в соответствии с п.6 СП 385.1325800.2018 следует выполнять на сочетание нагрузок C_s^{PO}, состоящее из постоянных P_d и длительных P_l, с учетом изменения расчетной схемы, вызванного локальным разрушением.

Для рассматриваемого общественного здания на покрытие и перекрытие и перекрытие действуют нагрузки, приведенные в столбце 8 таблицы IV.3.1 с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1:

- постоянные нагрузки:

а) собственный вес колонн, ригелей, плит перекрытия и покрытия;

б) собственный вес наружных стеновых панелей;

- временные длительные нагрузки;

а) вес перегородок;

б) вес полов;

в) вес кровли;

г) длительная часть временной нагрузки на перекрытие;

д) длительная часть снеговой нагрузки.

Таблица IV.3.1 – Нагрузки, действующие на перекрытие и покрытие общественного здания

Место	Вертикальные нагрузки, кПа						
	Нормативные			Расчетные			
	Пост.	Временные		Пост.	Временные на перекрытие		прогрессирующее обрушение
		Полн.	В т.ч. длит.		Полн.	Длит.	
1	2	3	4	5	6	7	8
Перекрытие помещений (таблица IV.3.2)	2,71	10,05	5,14	2,99	12,08	12,08	7,85
Покрытие (таблица IV.3.3)	5,43	1,24	0,86	6,52	1,76	1,21	6,29

Нормативная нагрузка от веса м^2 наружных навесных керамзитобетонных стеновых панелей толщиной 240 мм, и плотностью γ = 1200 кг/м^{3}принята $q^n = 0{,}24 \cdot 12 = 2{,}88$ кПа, $\gamma_f = 1{,}1$. Высота панелей составляет 2,4 м с шагом 4,8 м по высоте.

Таблица IV.3.2 – Нагрузки, действующие на междуэтажное перекрытие

№, п/п	Наименование нагрузки	$g_н$, кПа	γ_f	$g_р$, кПа
Постоянные				
1	Вес ребристых плит перекрытия с заливкой швов по серии ИИ-64 вып.2.	2,71	1,1	2,99
	Итого постоянная	2,71		2,99
Временные				
2	Полы	1,21	1,3	1,58
3	Перегородки	0,98	1,1	1,08
4	Временная нагрузка	7,85	1,2	9,42
	в т.ч. длительно действующая	7,85	1,2	9,42
5	Итого временная	10,04		12,08
	В т.ч. длительно действующая	5,14		12,08
6	Всего постоянная+временная	12,76		15,07
7	Всего постоянная+длительная	7,85		15,07

Таблица IV.3.3 – Нагрузки, действующие на покрытие

№, п/п	Наименование нагрузки	$g_н$, кПа	γ_f	$g_р$, кПа
Постоянные				
1	Кровля	2,72	1,3	3,53
2	Вес плит перекрытия с заливкой швов	2,71	1,1	2,99
	Итого постоянная	5,43		6,52
Временные				
3	Снеговая нагрузка равномерно распределенная	1,24	1,4	1,76
	в т.ч. длительно действующая	0,86	1,4	1,21
4	Всего постоянные+временные	6,67		8,29
5	Всего постоянные+длительные	6,29		7,73

IV.3.3 Особенности расчетной модели

Для расчета здания по защите от прогрессирующего обрушения следует учитывать пространственную расчетную модель, в которой, в соответствии с п. 5.1.4, 5.1.6 СП 22.13330, учитывается взаимодействие с грунтовым основанием. При этом в запас прочности, в расчетную схему не включены элементы здания, которые при нормальной эксплуатации не являются несущими (наружное стеновое ограждение, перегородки и др.).

Расчет каркаса здания на прогрессирующее обрушение заключается в последовательном исключении вертикальных или горизонтальных участков конструкции для каждого из возможных локальных разрушений отдельно и независимо от других возможных локальных разрушений каждого этажа здания:

- разрушение промежуточной колонны по оси 9/А;
- разрушение промежуточных колонн по оси 9/Б и 9/В;
- разрушение угловой колонны по оси 19/А;
- разрушение крайних колонн по оси 1/Б и 1/В;
- обрушение участка перекрытия двух смежных шагов в одном пролете на нижележащее перекрытие.

В рассматриваемом примере расчет ограничен одним видом аварийного воздействия – удалением промежуточной колонны первого этажа (рисунок IV.3.2).

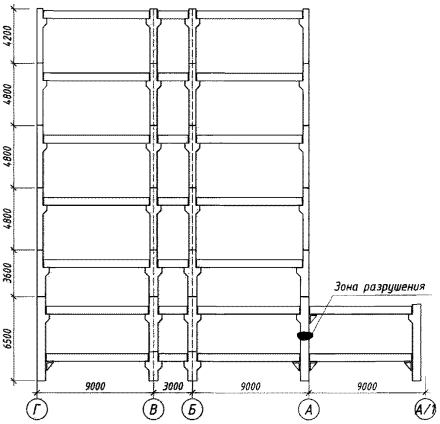


Рисунок IV.3.2 – Разрушения колонны промежуточного ряда первого этажа

Расчет здания на прогрессирующее обрушение выполнен с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР, по недеформированной схеме (с учетом влияния продольного изгиба в соответствии с 8.1.15 СП 63.13330.2012).

При расчете учитывались пониженные деформационные характеристики конструкций при длительных нагрузках, в том числе с учетом образования трещин.

Оценка несущей способности производилась путем сравнения действующих усилий в железобетонных конструкциях с несущей способностью сечений с предельными усилиями – областью прочности, представленной на рисунке IV.3.3 или с несущей способностью сечения определенной согласно СП 63.13330:

IV.3.4 Проверка несущей способности одного из сечений ригеля

Дано: прямоугольное сечение ригеля на крайней опоре шириной $b = 250$ мм и высотой h = 700 мм, класс бетона В22,5 ($R_{b,ser} = 16{,}75$ МПа); класс арматуры АIII ($R_{s,ser} = 390$ МПа) с площадью растянутой арматуры (2Ø25+2Ø12) $A_s = 1208$ мм^2. Расстояние до центра тяжести арматуры a = 55 мм.

Рабочая высота сечения

$$h_0 = 700 - 55 = 645 \text{ мм}.$$

Несущую способность определим исходя из высоты сжатой зоны и коэффициента $\gamma_{b1} = 1$:

$$x = \frac{R_{s,ser} \cdot A_s}{R_{b,ser} \cdot b} = \frac{390 \cdot 1208}{16{,}75 \cdot 250} = 112 \text{ мм}.$$

Относительная граничная высота сжатой зоны

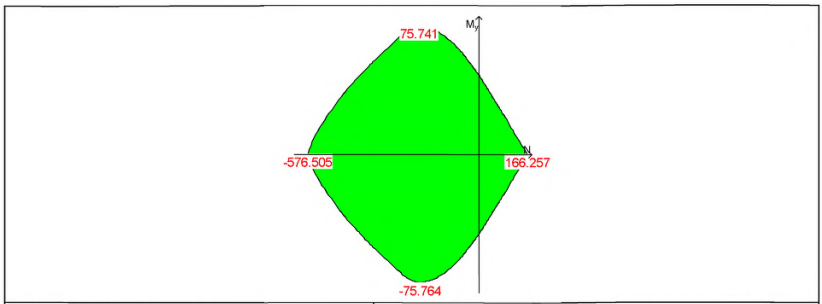
$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{112}{645} = 0{,}174 < \xi_R = 0{,}531.$$

Тогда предельный момент

$$M_{ult} = R_{b,ser} \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0{,}5 \cdot x) = 16{,}45 \cdot 250 \cdot 112 \cdot (645 - 0{,}5 \cdot 112) =$$

$$= 2{,}71 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 271 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Таким образом, максимальный отрицательный изгибающий момент, воспринимаемый сечением ригеля на крайней опоре составит 270,7 кН·м.



Область изменения усилий	–576,505 Т (5655,4 кН)< N < 166,257 Т (1631 кН) –75,764 Т×м (743,2 кН×м) <M_y< 75,741 Т×м (743 кН×м)

Рисунок IV.3.3 – Область несущей способности для одной из колонн в координатах «M–N»

В жестких узлах соединения конструкций ограничивались опорные моменты, воспринимаемые сечением с перераспределением усилий в пролет, но не более 30% (рисунки IV.3.4–IV.3.5). Мозаика деформаций приведена на рисунке IV.3.6.

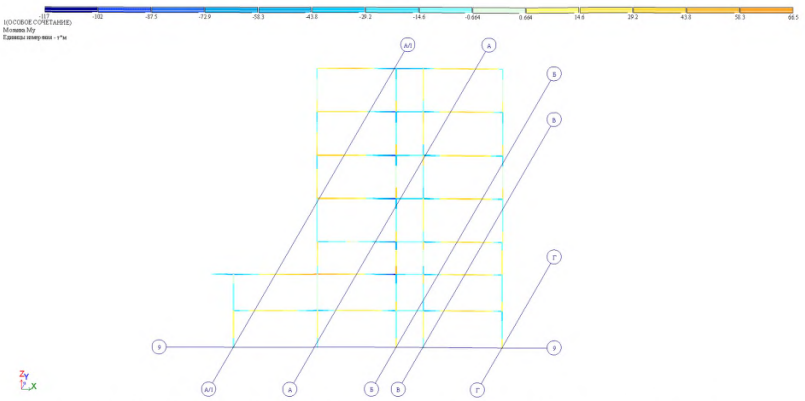


Рисунок IV.3.4 – Мозаика продольных сил *N* в раме по оси 9

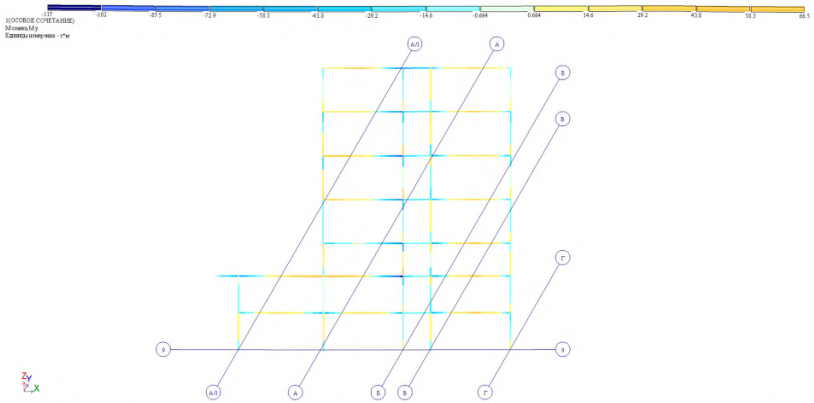


Рисунок IV.3.5 – Мозаика изгибающих моментов *My* в раме по оси 9

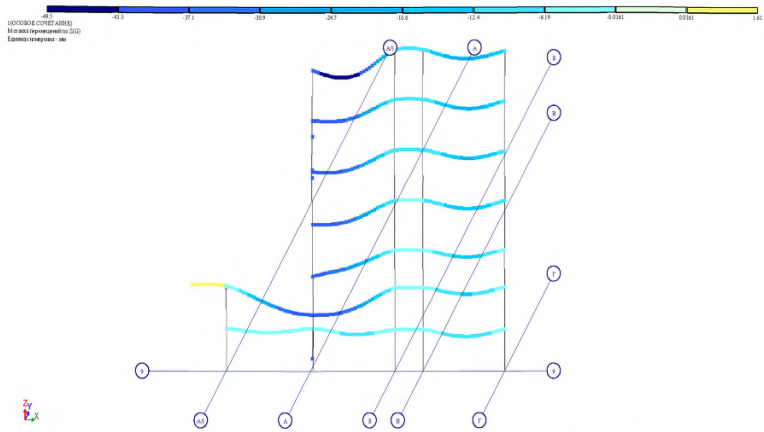


Рисунок IV.3.6 – Мозаика перемещений по оси *z* рамы в осях А/1-Г по оси 9

В качестве конструктивных мероприятий против прогрессирующего обрушения приняты связи на 5-м этаже:

- крестообразной формы вдоль наружного ряда колонн из спаренных уголков и распорок между колоннами из спаренных уголков (рисунок IV.3.7);

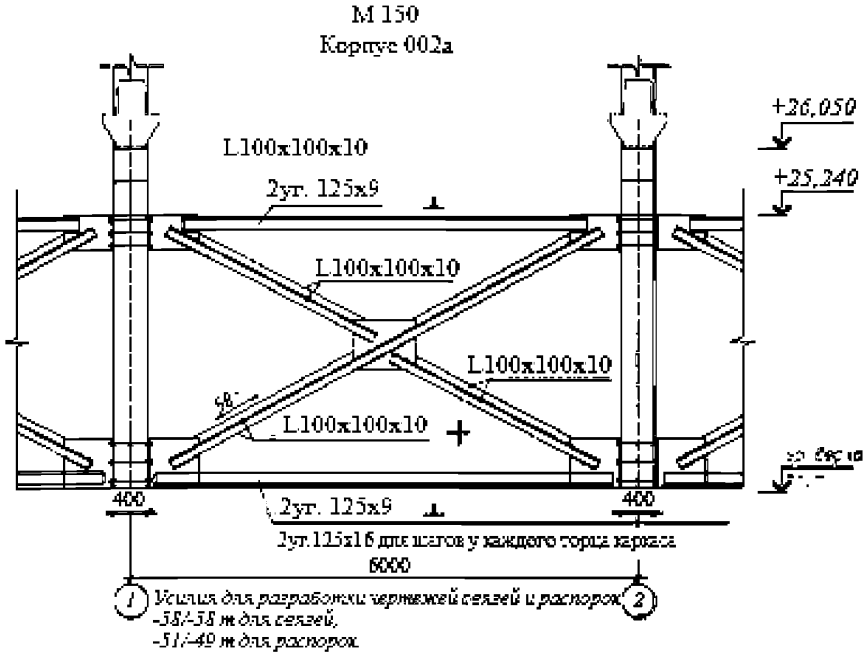


Рисунок IV.3.7 – Схема крестовых связей для защиты от прогрессирующего обрушения

- треугольной формы вдоль колонн среднего ряда из спаренных уголков с верхней и нижней распорками (рисунок IV.3.8).

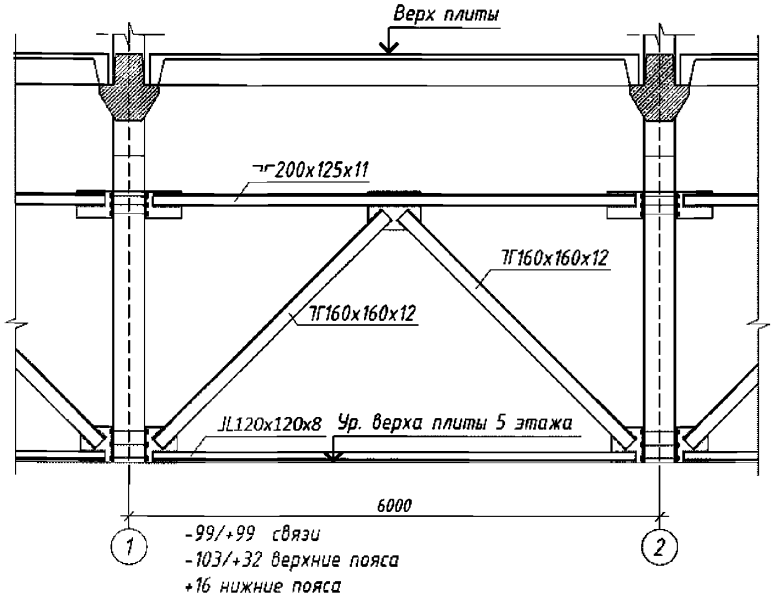


Рисунок IV.3.8 – Схема треугольных связей для защиты от прогрессирующего обрушения

В результате принятых конструктивных мероприятий по защите от прогрессирующего обрушения проведен повторный расчет. В результате получены усилия и деформации в колоннах и ригелях рамы, приведенные на рисунках IV.3.9–IV.3.11. Сравнивая полученные усилия в колоннах и ригелях рам по оси 8, 9 и 10 с предельными усилиями – областью прочности, представленной на рисунке IV.3.3 и несущей способностью сечений ригеля можно сделать вывод о достаточной несущей способности.

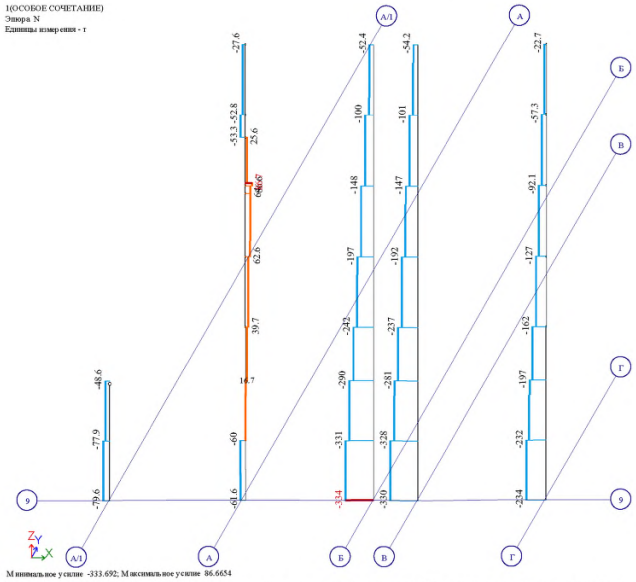


Рисунок IV.3.9 – Эпюра продольных сил *N* в колоннах в осях А/1-Г по оси 9

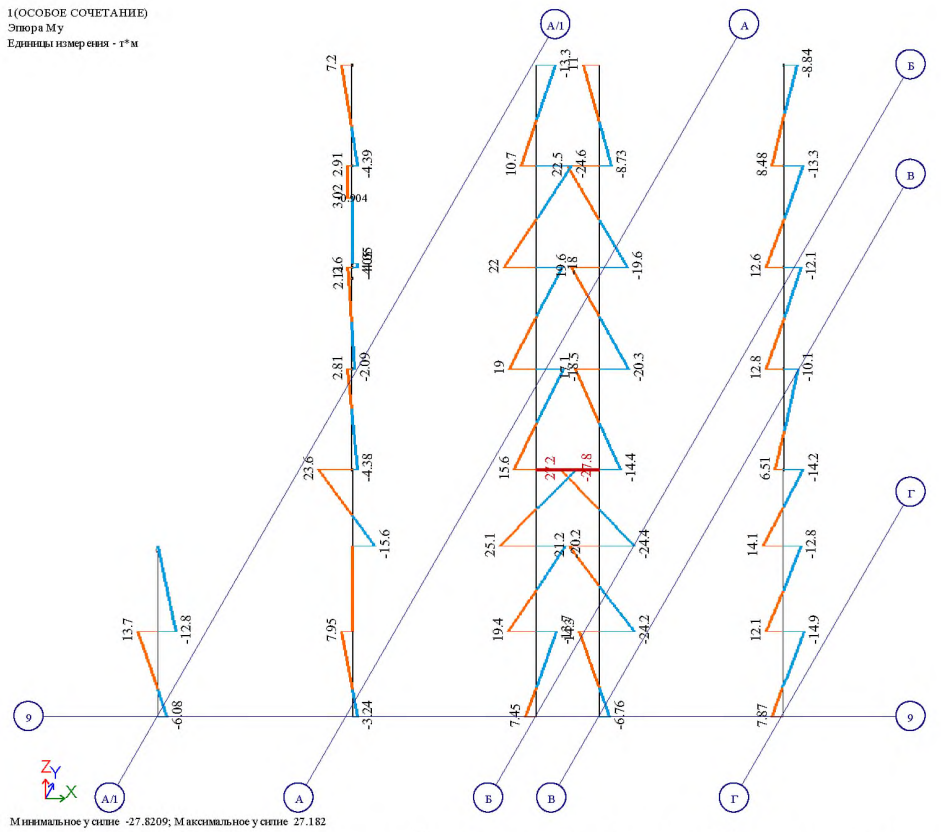


Рисунок IV.3.10 – Эпюра изгибающих моментов *My* в колоннах в осях А/1-Г по оси 9

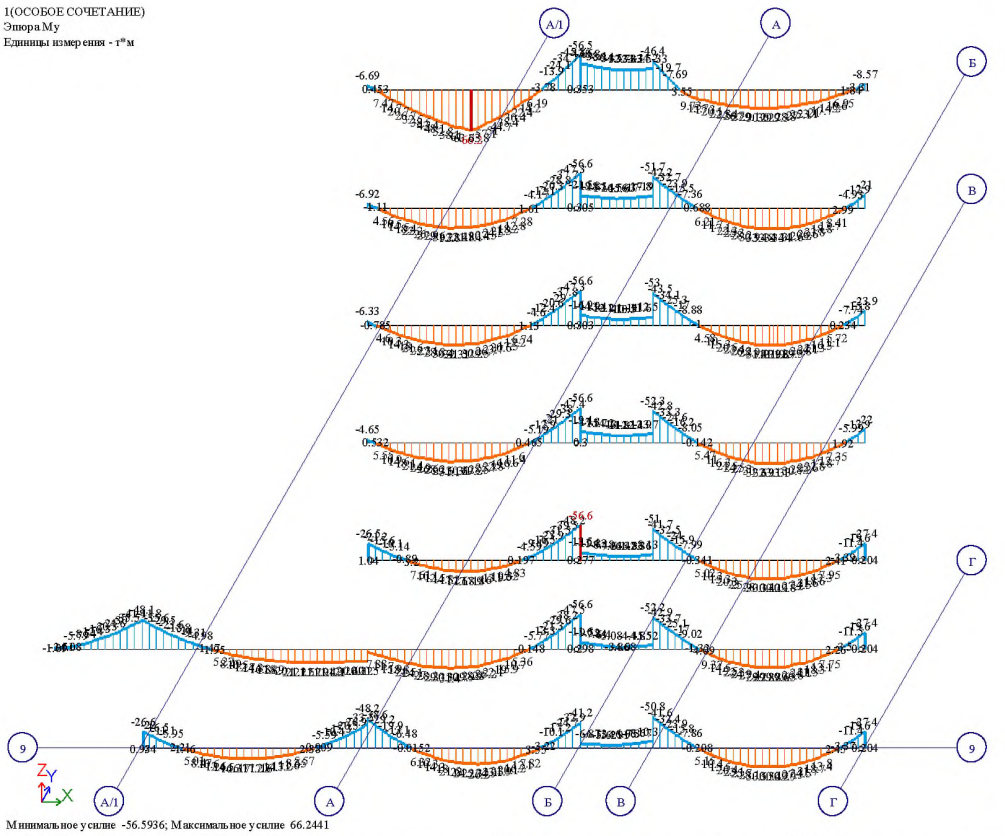


Рисунок IV.3.11 – Эпюра изгибающих моментов *My* в ригелях в осях А/1-Г по оси 9

IV.3 Расчет каркаса одноэтажного производственного здания

IV.3.1 Общие сведения о конструктивном решении

Рассматриваемый остов каркаса одноэтажного производственного здания относится к повышенному уровню ответственности. Согласно СП 385.1325800.2018 и СП 56.13330.2011 (с изм.) для зданий повышенного уровня ответственности требуется расчет на прогрессирующее обрушение. В соответствии с п. 4.4 и Приложением И СП 385.1325800.2018 требования по защите от прогрессирующего обрушения включает проверку по особому предельному состоянию, при удалении из конструктивной системы одного из несущих элементов. При этом в расчете учитывается, физическая, геометрическая и конструктивная нелинейность при оценке силового сопротивления конструкций.

Зона локального разрушения однопролетного здания принимается в соответствии с п. 4.6 СП 385.1325800.2018, при пролете 18 м и шаге колонн 6 м в продольном направлении (рисунок IV.3.1) следует рассматривать разрушение или удаление несущей конструкции на участке двух смежных шагов.

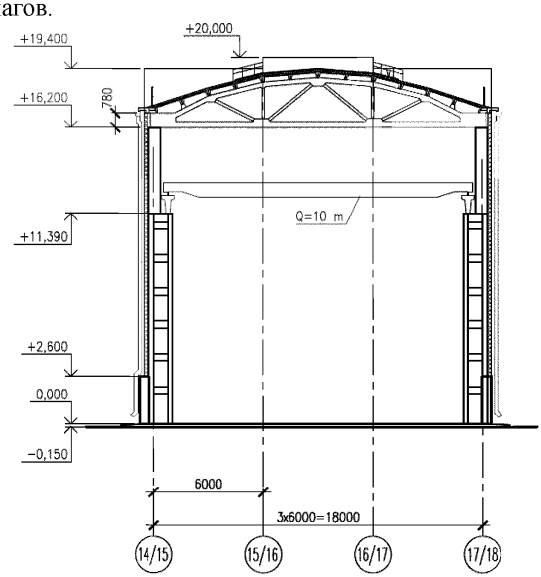


Рисунок IV.3.1 – Поперечный разрез здания

Колонны здания приняты двухветвевыми КДП-23 по серии КЭ-01-52 (выпуск II) сечением подкрановой ветви 500×1300 мм и надкрановой ветви 500×600 мм. Покрытие здания запроектировано из крупнопанельных железобетонных предварительно напряженных плит высотой 300 мм марки ПНС-17/1,5×6, ПНС-4/3×6 по серии ПК-01-111 и стропильных сегментных ферм марки ФС-18-3п по серии ПК-01-129.

IV.3.2 Исходные данные для расчета

При расчете здания по защите от прогрессирующего обрушения расчетные прочностные характеристики бетона и арматуры в соответствии с СП 385.1325800.2018, СП 63.13330.2018, принимаются равными их нормативным значениям. Расчетные значения призменной прочности бетона приняты с учетом дополнительных коэффициентов работы в соответствии с СП 385.1325800.2018, Приложение А – 1,25. Расчетное значение прочности арматурной стали колонн выполненных из стали класса АIII (марка пл), с учетом коэффициента условий работы 1,1 (СП 385.1325800.2018).

Расчет здания по защите от прогрессирующего обрушения, в соответствии с п. 6 СП 385.1325800.2018 следует выполнять на сочетание нагрузок C_s^{PO}, состоящее из постоянных P_d и длительных P_l, с учетом изменения расчетной схемы, вызванного локальным разрушением.

Для рассматриваемого общественного здания на покрытие и перекрытие и перекрытие действуют нагрузки, приведенные в столбце 8 таблицы 13.1 с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1:

- постоянные нагрузки:

а) собственный вес колонн, ферм, плит покрытия, конструкций против прогрессирующего обрушения;

б) собственный вес наружных сэндвич панелей;

в) вес металлических площадок на покрытии;

- временные длительные нагрузки;

а) вес кровли;

б) длительная часть снеговой нагрузки;

в) длительная часть крановой нагрузки.

Пониженные значения крановых нагрузок принимались в соответствии с п. 9.19 СП 20.13330 для принятого режима работы кранов 3К, равными 0,4 от вертикальной нагрузки от одного крана.

Таблица IV.3.1 – Нагрузки, действующие на здание

Место	Вертикальные нагрузки кПа						
	Нормативные			Расчетные			
	Пост.	Временные		Пост.	Временные на покрытие		прогрессирующее обрушение
		Полн.	В т.ч. длит.		Полн.	Длит.	
1	2	3	4	5	6	7	8
Покрытие мин/макс (таблица IV.3.2)	1,93	1/1,07	0,7/0,753	2,17	1,4/1,5	0,98/1,05	2,63/2,68

Нормативная нагрузка от веса м^2 наружных навесных сэндвич-панелей толщиной 140 мм принята $q^н = 0,1$ кПа, $\gamma_f = 1,1$.

Нормативная нагрузка от веса стропильных ферм принята $q^н = 58,9$ кН, $\gamma_f = 1,1$.

Таблица IV.3.2 – Нагрузки, действующие на покрытие

№,п/п	Наименование нагрузки	$g_н$, кПа	γ_f	$g_р$, кПа
Постоянные				
1	Кровля	0,21	1,3	0,27
2	Вес плит перекрытия с заливкой швов	1,73	1,1	1,9
	Итого постоянная	1,94		2,17
Временные				
3	Снеговая нагрузка равномерно распределенная минимальная/максимальная	1/1,07	1,4	1,4/1,5
	в т.ч. длительно действующая	0,7/0,75	1,4	0,98/1,05
4	Всего постоянные+временные мин/макс	2,93/3,0		3,57/3,67
5	Всего постоянные+длительные мин/макс	2,63/2,68		3,15/3,22
Примечание: Для сводчатого очертания покрытия нагрузка принята в соответствии с п. Б.2 Приложения Б СП 20.13330.2016.				

IV.3.3 Особенности расчетной модели

Для расчета здания по защите от прогрессирующего обрушения следует учитывать пространственную расчетную модель, в которой, в соответствии с п. 5.1.4, 5.1.6 СП 22.13330, учитывается взаимодействие с грунтовым основанием (п. 7.1 СП 385.1325800.2018). При этом в запас прочности, в расчетную схему не включены элементы здания, которые при нормальной эксплуатации не являются несущими (наружное стеновое ограждение, перегородки и др.)

В качестве вторичных расчетных моделей, после анализа первичной расчетной схемы каркаса сооружения, приняты:

- удаление рядовой колонны;
- удаление угловой колонны любого температурного блока.

Расчет выполнен независимо для каждой из схем согласно 7.3 СП 385.1325800.2018 с использованием квазистатического способа (п. 7.6 СП 385.1325800.2018).

В рассматриваемом примере расчет ограничен одним видом аварийного воздействия – удалением промежуточной колонны по оси 14/15 (рисунок IV.3.2).

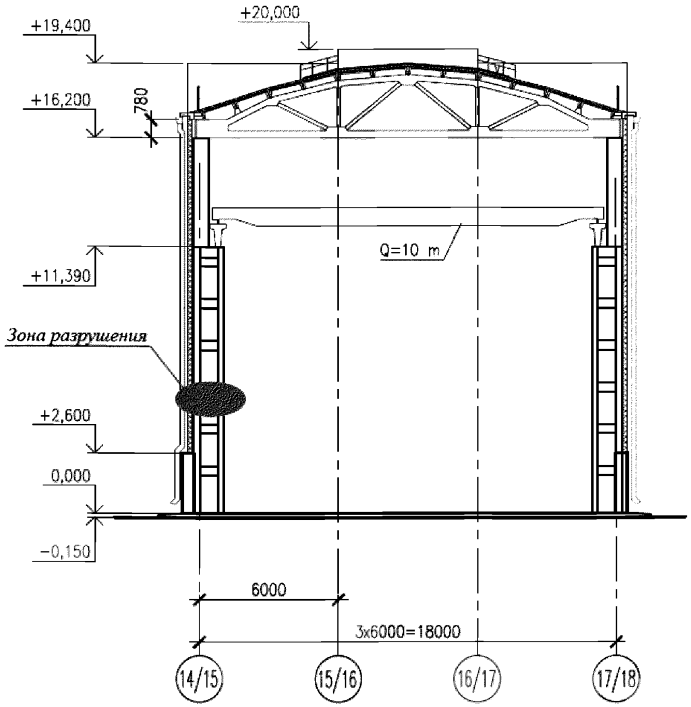


Рисунок IV.3.2 – Разрушения колонны промежуточного ряда

Расчет здания на прогрессирующее обрушение выполнен с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР, по недеформированной схеме (с учетом влияния продольного изгиба в соответствии с 8.1.15 СП 63.13330.2012).

IV.3.4 Проверка несущей способности элементов каркаса здания

Оценка несущей способности производилась путем сравнения действующих усилий в железобетонных конструкциях с несущей способностью сечений. Так, проверка прочности нормальных сечений в плоскости и из плоскости колонн проводилась по области взаимодействия *M–N* (см. рисунок IV.3.3, IV.3.4). Расчетные длины надкрановой и подкрановой ветви приведены в таблице IV.3.3.

Таблица IV.3.3 – Расчетные длины сборных колонн [13]

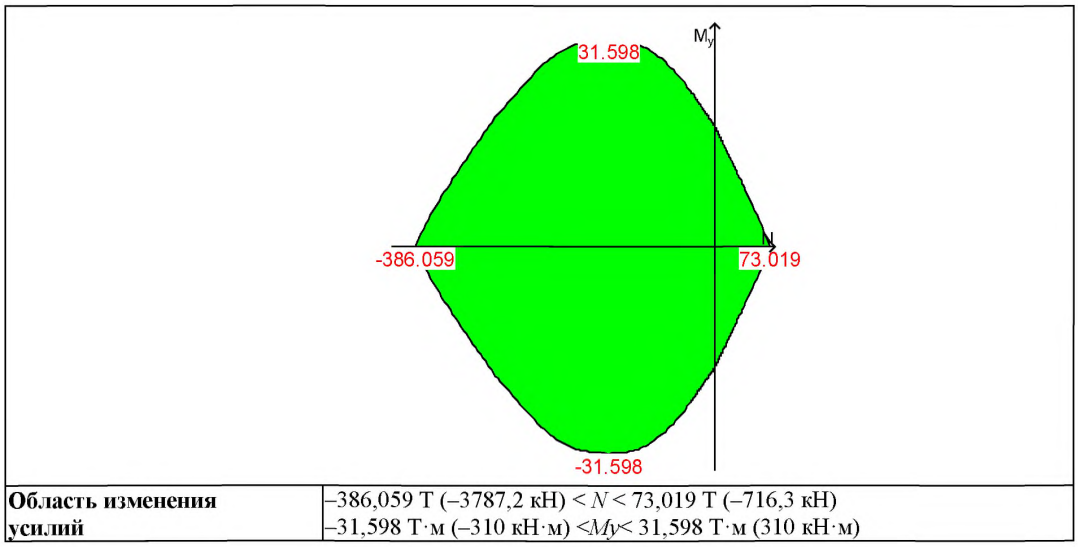
Рассчитываемая часть колонны	В плоскости поперечной рамы	Из плоскости поперечной рамы	
		При наличии вертикальных связей	При отсутствии вертикальных связей
С учетом крановой нагрузки			
Подкрановая	$1{,}5H_1$	$0{,}8H_1$	$1{,}2H_1$
Надкрановая	$2H_2$	$1{,}5H_2$	$2H_2$
Без учета крановой нагрузки			
Подкрановая в зданиях:			
Однопролетных	$1{,}5H$	$0{,}8H_1$	$1{,}2H$
Многопролетных	$1{,}2H_1$	$0{,}8H_1$	$1{,}2H$
Надкрановая	$2{,}5H_2$	$1{,}5H_2$	$2H_2$

Обозначения, принятые в таблице:

H – полная высота колонны от верха фундамента до ригеля рамы;

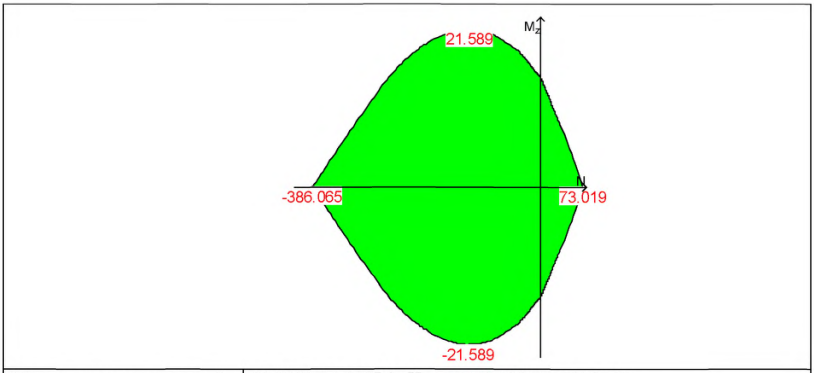
H_1 – высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки;

H_2 – высота надкрановой части колонны от верха ступени до ригеля рамы.



Область изменения усилий	–386,059 Т (–3787,2 кН) < N < 73,019 Т (–716,3 кН) –31,598 Т·м (–310 кН·м) < My < 31,598 Т·м (310 кН·м)

Рисунок IV.3.3 – Область несущей способности надкрановой ветви в плоскости рамы для одной из колонн в координатах «N–M_y»



Область изменения усилий	–386,059 Т (–3787,2 кН) < *N* < 73,019 Т (–716,3 кН) –21,589 Т·м (211,8 кН·м) < *Mz* < 21,589Т·м (211,8 кН·м)

Рисунок IV.3.4 – Область несущей способности надкрановой ветви из плоскости рамы для одной из колонн в координатах «*N*–*M*$_z$»

В соответствии с расчетом на основное и особое состояние максимальное напряжение под существующими фундаментами составляет 200 кПа, максимальная осадка – 10 мм (для особого воздействия приняты нормативные характеристики грунтового основания).

В качестве конструктивных мероприятий против прогрессирующего обрушения приняты следующие мероприятия:

- устроены подстропильные фермы (рисунки IV.3.5, IV.3.6) в уровне верха надкрановой части колонн с усилением последней металлической обоймой из уголков;

- устроены подкосы для угловых колонн в торцах здания с обеспечением свободных температурных деформаций (рисунок IV.3.7).

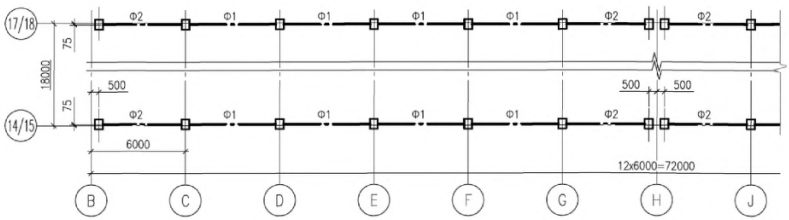


Рисунок IV.3.5 – Схема расположения подстропильных ферм

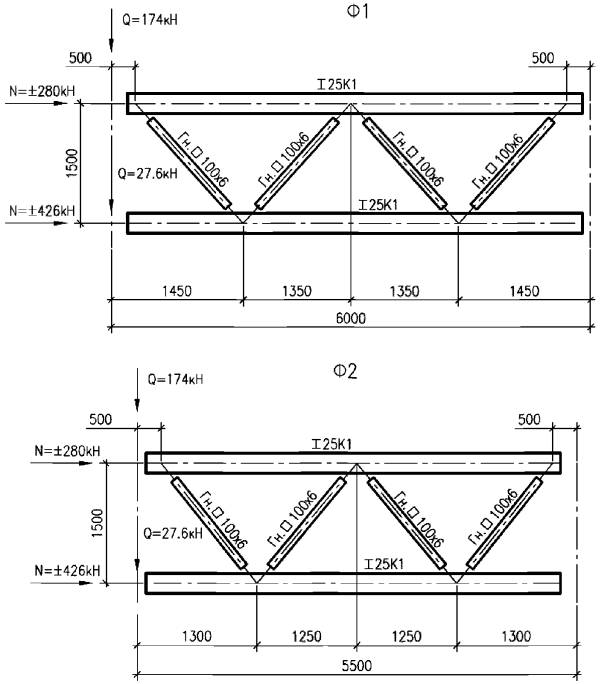


Рисунок IV.3.6 – Схема подстропильных ферм

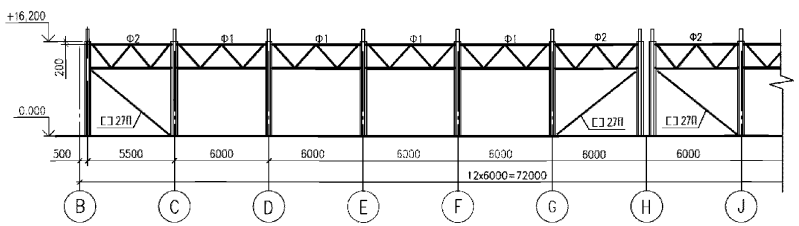


Рисунок IV.3.7 – Схема подкосов угловых колонн

- выполнена замена гидроизоляционного покрытия из рубероида на покрытие из кровельной мембраны с утеплением эффективным теплоизоляционным материалом;
- выполнена замена керамзитобетонных панелей ограждения на сэндвич панели.
- мероприятия в соответствии с приложением Г СП 385.1325800.2018.

В результате принятых конструктивных мероприятий по защите от прогрессирующего обрушения проведен повторный расчет. В результате

получены усилия и деформации в колоннах рамы и элементах усиления, приведенные на рисунках IV.3.8- IV.3.10. Сравнивая полученные усилия в колоннах и ригелях рам с предельными усилиями – областью прочности, представленной на рисунках IV.3.3 и IV.3.4 можно сделать вывод о достаточной несущей способности основных несущих конструкций. Мозаика вертикальных деформаций приведена на рисунке IV.3.11. Сравнивая полученные перемещения с размерами площадок опирания плит покрытия можно сделать вывод об отсутствии падения плит покрытия.

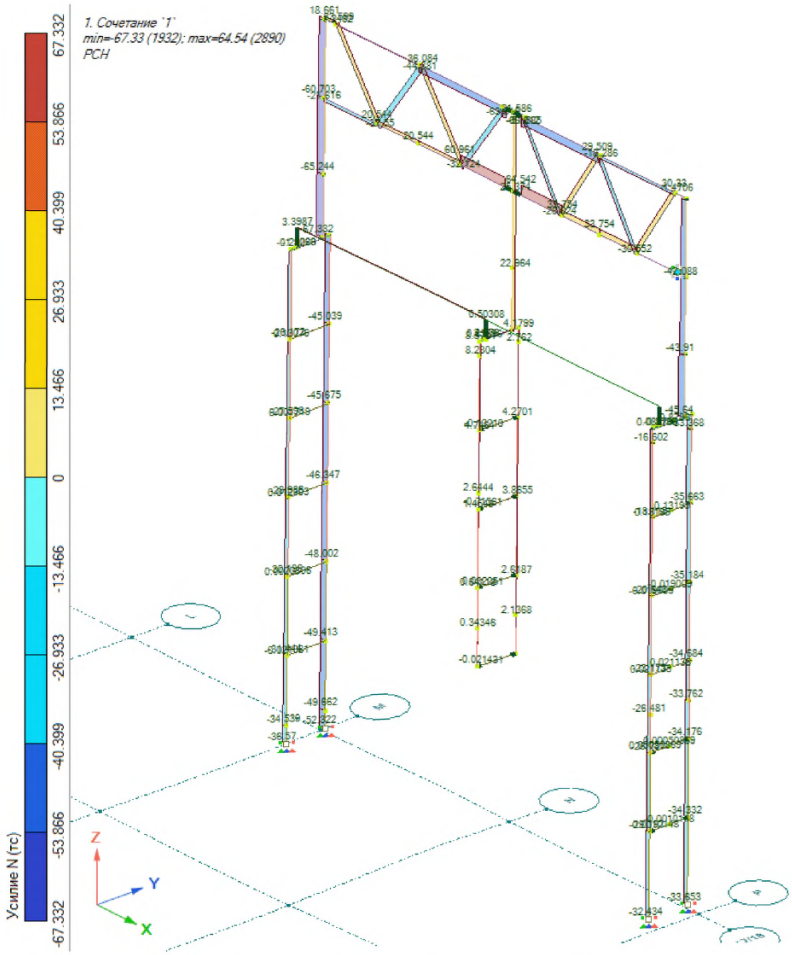


Рисунок IV.3.8 – Эпюра продольных сил *N* в колоннах и элементах усиления

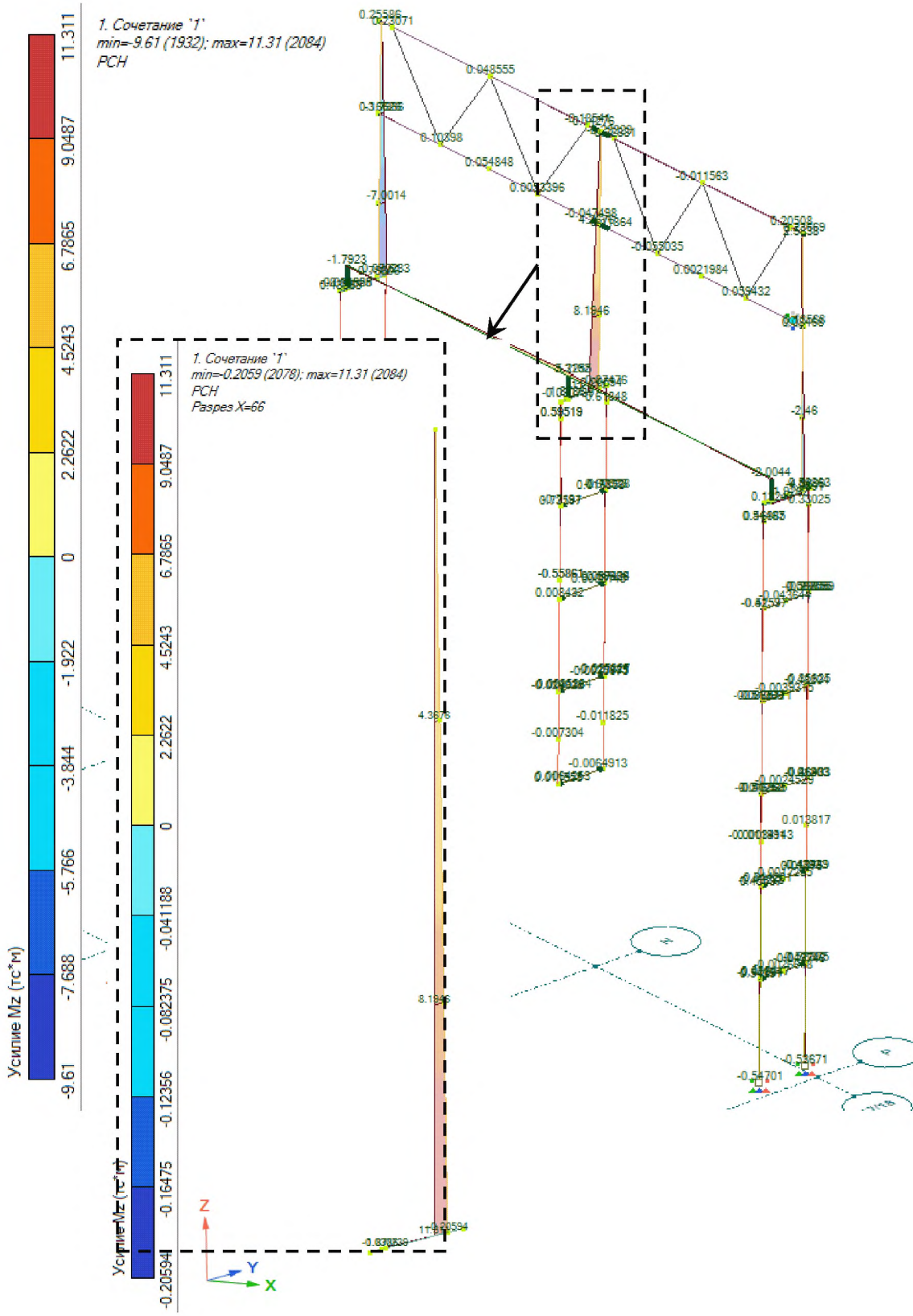


Рисунок IV.3.9 – Эпюра изгибающих моментов *My* в колоннах и элементах усиления (в плоскости рамы)

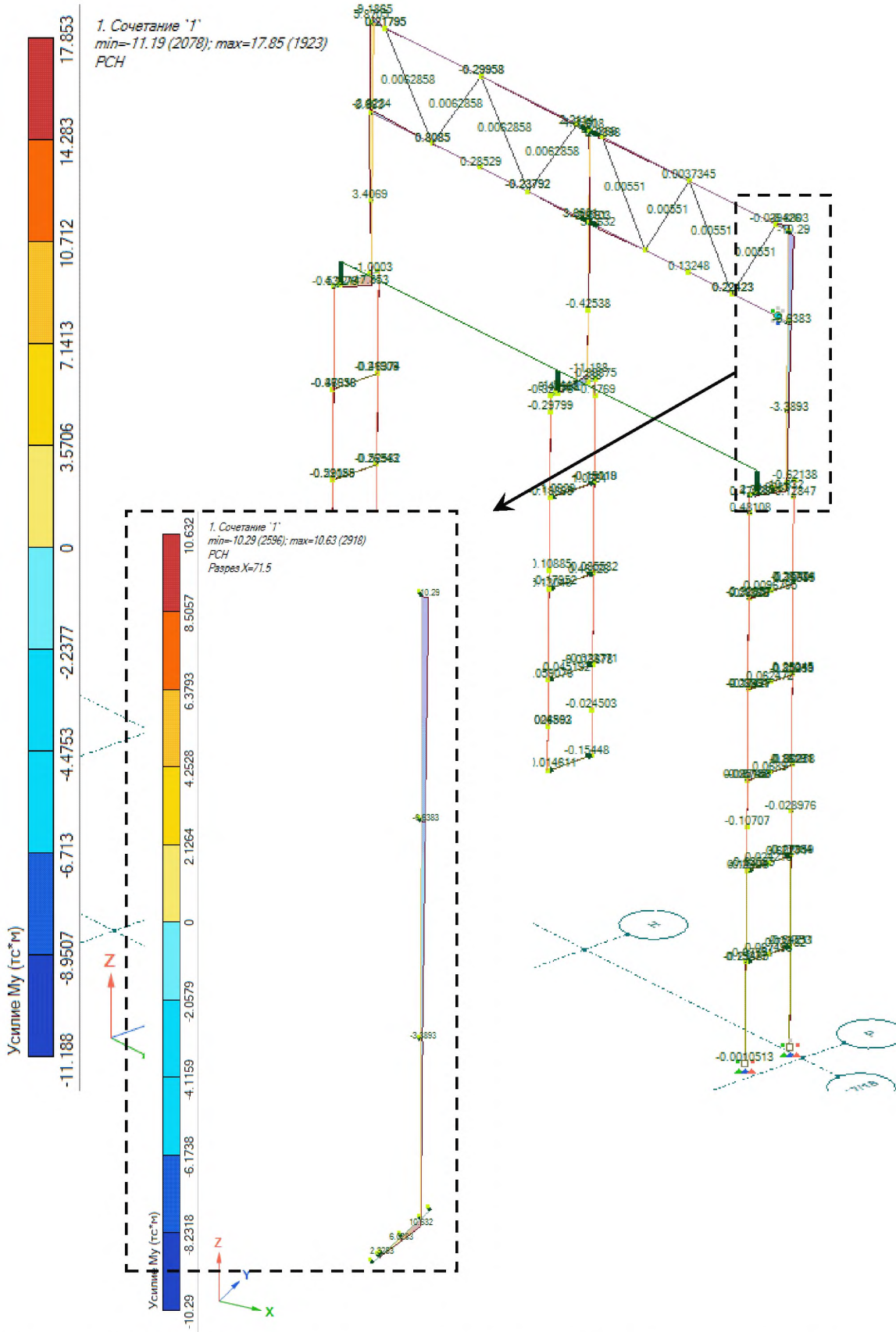


Рисунок IV.3.10 – Эпюра изгибающих моментов *Mz* в колоннах и элементах усиления (из плоскости рамы)

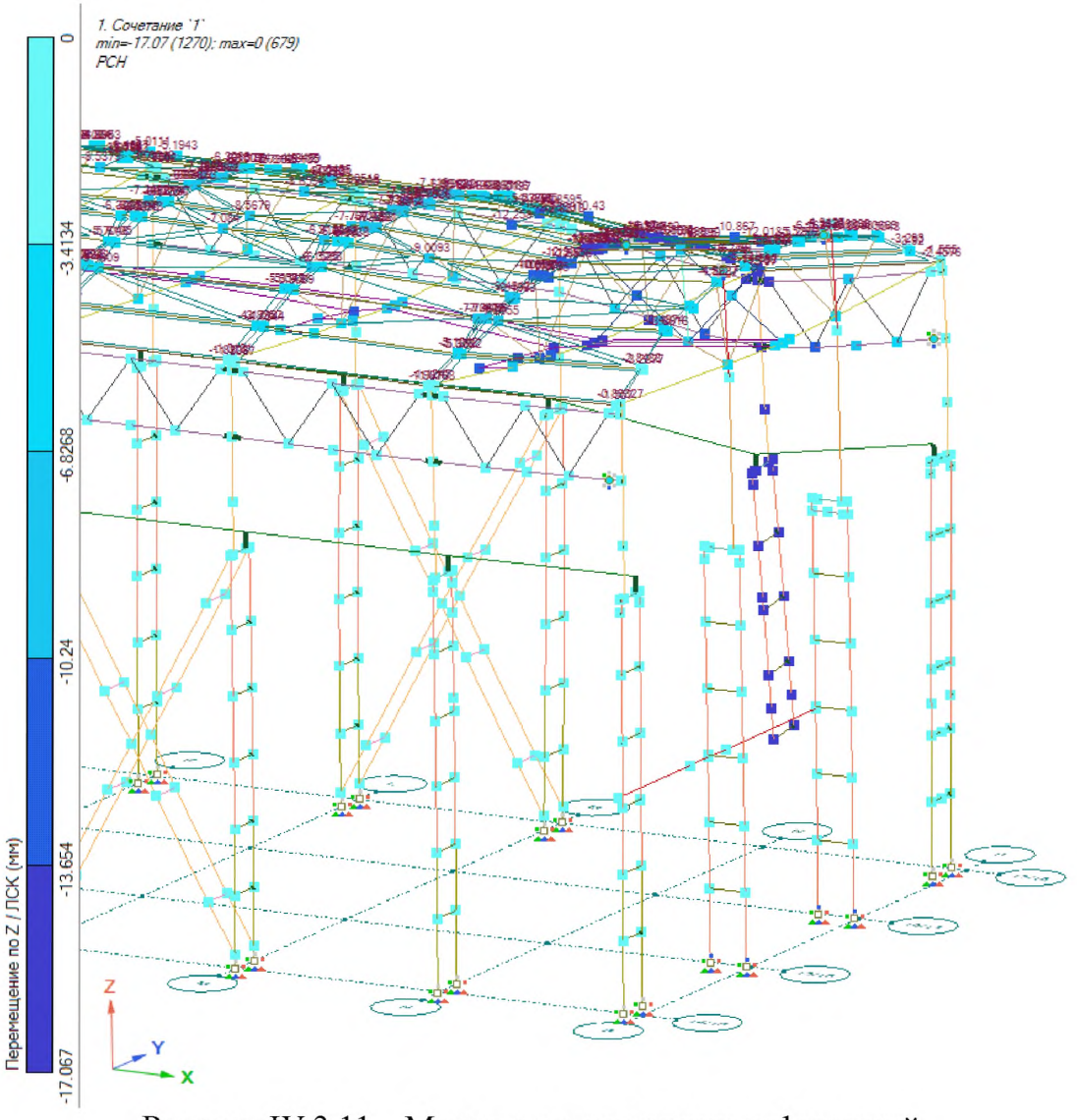


Рисунок IV.3.11 – Мозаика вертикальных деформаций

IV.4 Расчет каркаса многоэтажного здания с монолитным железобетонным каркасом

IV.4.1 Общие сведения о конструктивном решении

Рассматриваемый каркас многоэтажного жилого здания относится к нормальному уровню ответственности. В соответствии с СП 385.1325800.2018 требования к защите от прогрессирующего обрушения предусматривают расчетную проверку по особому предельному состоянию, при удалении из конструктивной системы одного из несущих элементов. При этом в расчете учитывается физическая, геометрическая и конструктивная нелинейность при оценке силового сопротивления конструкций.

Размер локального разрушения в соответствии с п. I.4.7следует учитывать при расчете несущих конструкций одного (любого) этажа при высоте здания до 75 м должен составлять не менее 28 м^2 (диаметр 6,0 м). При принятом шаге колонн обоих направлений 4,5 м (рисунки IV.4.1, IV.4.2) диаметр локального разрушения при удалении одной (любой) колонны первого этажа учитываемого локального разрушения составит 9,0 м.

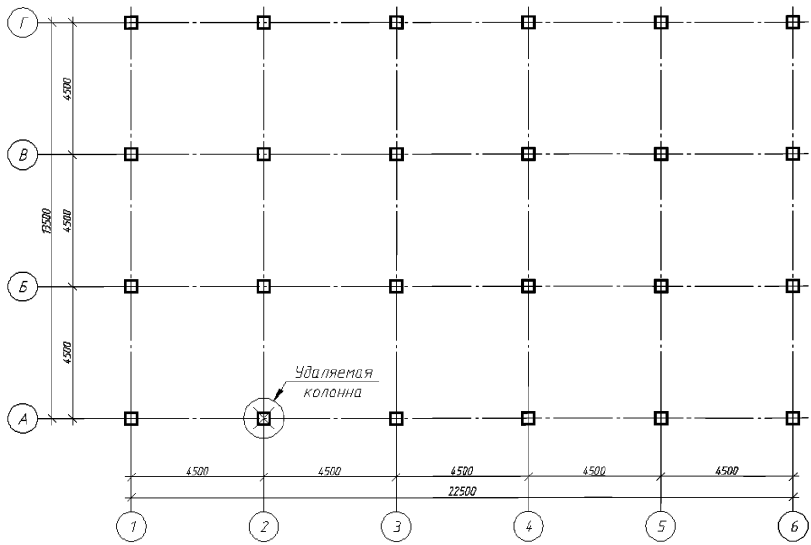


Рисунок IV.4.1 – Схема плана железобетонного многоэтажного здания с монолитным железобетонным каркасом

IV.4.2 Исходные данные для расчета

При расчете здания на устойчивость против прогрессирующего обрушения расчетные прочностные характеристики бетона и арматуры в соответствии с СП 385.1325800.2018, СП 63.13330.2018, принимаются равными их нормативным значениям. При принятом в рассматриваемом каркасе здания классе бетона В25 и арматуре А400С расчетные значения призменной прочности бетона с учетом дополнительных коэффициентов работы, в соответствии с п. II.1 и СП 385.1325800.2018 равных 1,1 и 1,25, составят $R_b = 18{,}5 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}25 = 25{,}43 кПа$. Расчетное значение прочности арматурной стали А400С с учетом коэффициента условий работы 1,1 (СП 385.1325800.2018) составляет $R_s = 400 \cdot 1{,}1 = 440 МПа.$

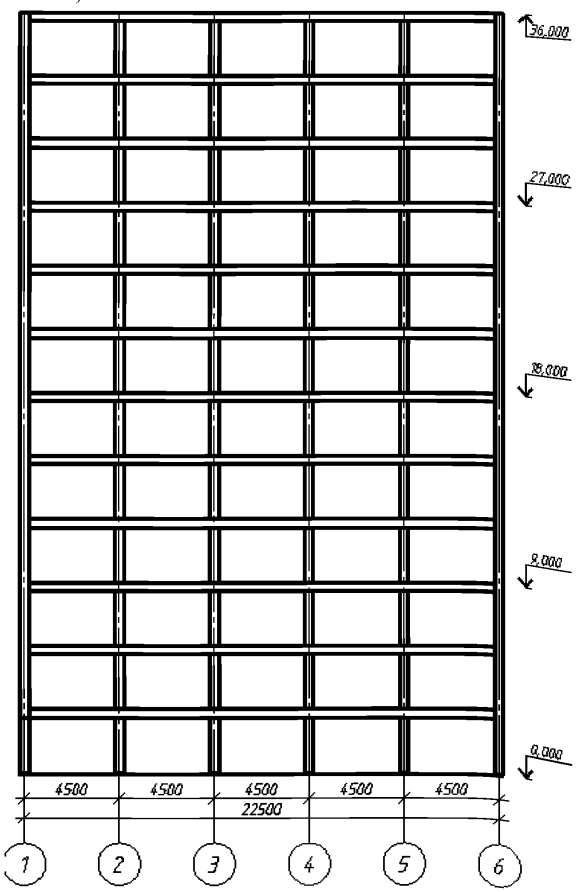


Рисунок IV.4.2 – Продольный разрез здания с монолитным железобетонным каркасом

В соответствии с п. II.1 и СП 385.1325800.2018 допускается учитывать увеличение прочности бетона при динамическом догружении конструктивных элементов остова здания, вызванных внезапным удалением одной из несущих конструкций. Тогда динамическая прочность бетона на первой полуволне колебаний при $\varphi_b = 1{,}15$ составит $R_b^d = 23{,}43 * 1{,}15 = 26{,}94 МПа$.

Значение динамической прочности стали определяется при значении $\varphi_s = 1{,}0$.

После проведения динамического или квазидинамического расчета конструктивной системы здания и более строгого определения времени динамического догружения конструктивных элементов остова здания (t_d), значение динамического предела прочности бетона и стали может быть уточнено используя зависимости п. 3.3 и 3.4 работы [13].

Деформационные характеристики материалов конструкций остова здания при расчете на устойчивость против прогрессирующего обрушения приняты в соответствии с п. II.1 и СП 385.1325800.2018. Предельные значения относительных деформаций при проверке критериев несущей способности для особого предельного состояния назначены следующие: для бетона $\varepsilon_{b0} = 0{,}0035$, для арматуры с физическим пределом текучести $\varepsilon_{s2} = 0{,}025$.

Расчет здания на устойчивость против прогрессирующего обрушения, в соответствии с п.6 СП 385.1325800.2018 выполнен на сочетание нагрузок C_S^{PO}, состоящее из постоянных P_d и длительных P_l, с учетом изменения расчетной схемы, вызванного локальным разрушением. Для рассматриваемого жилого здания постоянная нагрузка (собственный вес плиты толщиной 200 мм) с коэффициентом надежности по нагрузке равным 1.0 в соответствии с СП 20.13330 составляет P_d = 0.2·25,10 = 5,0 кН/м^2, временная нагрузка принята в соответствии с СП 20.13330 с коэффициентом надежности по нагрузке равным единице P_i = 1,5·1,0 = 1,5 кН/м^2, в т.ч длительная полезная P_l = 1,5·0,35·1,0 = 0,53 кН/м^2, от перегородок – P_l = 0,5 кН/м^2. Коэффициент надежности по ответственности при расчете на устойчивость против прогрессирующего обрушения в соответствии с п.10.3 [9] и СП 296.1325800 принят равным 1.

Учет изменения расчетной схемы здания вызванной мгновенным удалением выключаемой колонны крайнего ряда первого этажа, в соответствии с п. II.4 СП 385.1325800.2018 моделируется приложением во вторичной схеме усилия, полученного расчетом по первичной расчетной схеме, с обратным знаком.

IV.4.3 Особенности расчетной модели и результаты расчета

Расчет многоэтажного здания с монолитным железобетонным каркасом выполняется в квазистатической постановке см. п. II.4.

Для расчета защиты здания от прогрессирующего обрушения, как правило, следует учитывать пространственную расчетную модель, в которой, в соответствии с п. 5.1.4, 5.1.6 СП 20.13330, учитывается взаимодействие с грунтовым основанием. Поскольку в рассматриваемом случае решающим существенным фактором, определяющим изменение силовых потоков конструкции здания, является аварийное воздействие в виде внезапного удаления колонны из каркаса здания, то расчет и последующий анализ напряженно-деформированного состояния выполнен по пространственной расчетной модели, без учета взаимодействия с грунтовым основанием. При этом в запас прочности, в расчетную схему не включены элементы здания, которые при нормальной эксплуатации являются несущими (наружное стеновое ограждение, перегородки и др.)

Расчет каркаса здания на прогрессирующее обрушение выполнен в две стадии. На начальной стадии, по первичной расчетной схеме, определено напряженное состояние при эксплуатационной нагрузке, с ее значениями, приведенными в п. II.2 настоящего пособия.

На второй стадии расчет проведен по вторичной расчетной схеме, и определено напряженно-деформированное состояние конструкций остова здания при эксплуатационной нагрузке и локальном разрушении – внезапном выключении колонны крайнего ряда первого этажа (см. рисунок IV.4.1), с учетом напряжений и деформаций конструкций, возникающих в результате нормальной эксплуатации.

Уместно также заметить, что при проектировании расчет здания на защиту от прогрессирующего обрушения следует выполнять для каждого из возможных локальных разрушений отдельно и независимо от других возможных локальных разрушений. В рассматриваемом примере расчет ограничен лишь одним видом аварийного гипотетического воздействия – удалением колонны крайнего ряда в первом этаже здания.

В расчетной модели учтены реальные диаграммы нелинейного деформирования бетона и арматуры колонн и дисков перекрытий с использованием деформационных моделей, заложенных в ПК ЛИРА-САПР. Следует заметить, что при выборе типа диаграммы учитываются особенности конкретного решаемой задачи и используемые критерии несущей способности для особого предельного состояния. Расчет выполнен по деформированной схеме. При этом в качестве критериев несущей способности конструкций для рассматриваемого особого предельного состояния в соответствии с п. II.4 и СП 385.1325800.2018 принят деформационный критерий: ограничение деформаций сжатого бетона предельными значением $\varepsilon_{b2} = 0{,}0035$ и ограничение предельных деформаций арматуры класса А400 значением $\varepsilon_s = 0{,}025$. В случае невыполнения деформационного критерия по бетону для какого-либо конструктивного элемента, например ригеля диска перекрытия, находящегося в зоне локального разрушения, на участке длинной больше чем 1/3 пролета, для трех и более сечений, и выполнения для этих же сечений деформационного критерия по армату-

ре, дальнейшая проверка несущей способности конструкций диска перекрытия выполняется как для вантовой конструкции. При этом для этой арматуры проверяются условия ее анкеровки в бетоне в соответствии с требованиями СП 63.13330.

Расчет здания на прогрессирующее обрушение выполнен с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР.

На первом этапе расчета расчетная схема моделировала остов всего здания - первичная расчетная схема первого уровня. Детализация напряженного состояния в зоне выключаемой колонны была выполнена по расчетной схеме второго уровня (рисунок IV.4.3) на заданную эксплуатационную нагрузку и определено напряженно-деформированное состояние в элементах конструктивной системы (рисунок IV.4.3, а)

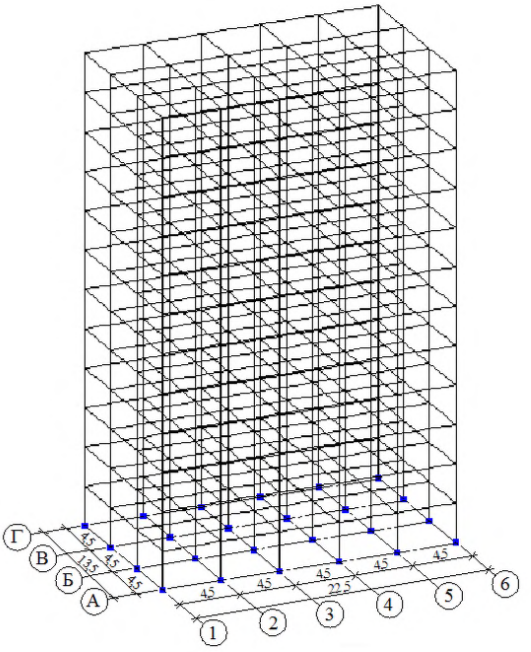
На втором этапе произведен расчет конструктивной системы по так называемой вторичной расчетной схеме первого и второго уровня, которая отличалась от расчетной схемы первого этапа тем, что в ней была исключена колонна крайнего ряда первого этажа в осях А-2. При этом, как уже отмечалось, усилия, действовавшие в этой колонне M и N, были приложены во вторичной расчетной схеме с обратным знаком. Таким расчетом получено новое распределение силовых потоков, деформаций и перемещений при рассматриваемом аварийном воздействии (рисунки IV.4.4 и IV.4.5). Для уточнения динамической прочности бетона и арматуры железобетонных элементов каркаса здания было определено время динамического догружения этих элементов t_d в момент удаления колонны в осях А-2. Время динамического догружения наиболее догруженной колонны А-2 второго этажа, расположенной над удаляемой колонной первого этажа определим с использованием расчетной схемы третьего уровня (рисунок IV.4.6) и аналитических зависимостей, приведенных в монографии [13].

При относительных деформациях для арматуры колонны с физическим пределом текучести $\varepsilon_{s0} = 0{,}025$, на максимальном расстоянии между трещинами в колонне, вычисленной в соответствии с СП 296.13330, значение деформации арматуры колонн в трещине составило $\varepsilon_{s,\max} = 0{,}006$.

Следовательно, параметр C будет равен отношению прочности на растяжение к максимальным деформациям:

$$C = \frac{R_s \cdot A_s}{\varepsilon_{max}} = \frac{400 \cdot 10^6 \cdot 24{,}63 \cdot 10^{-3}}{6 \cdot 10^{-3}} = 164200000 \frac{H}{м}.$$

а)



б)

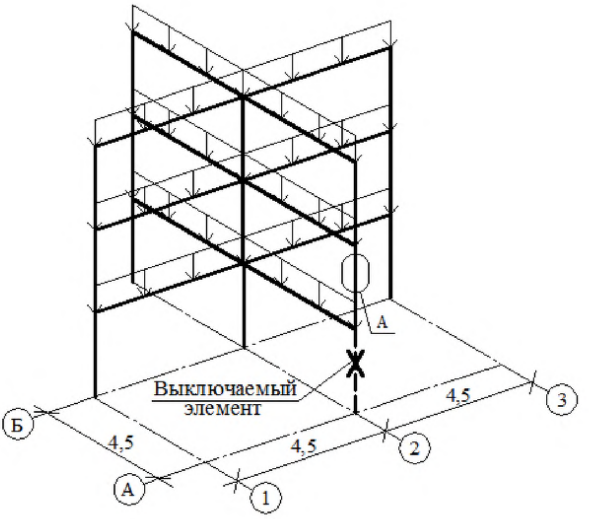
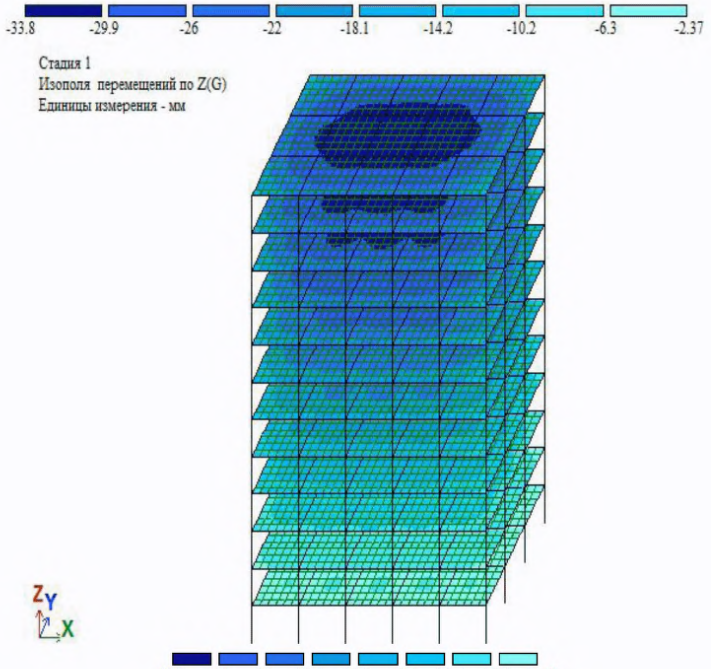


Рисунок IV.4.3 – Расчетная схема первого (*а*) и второго (*б*) уровня каркаса железобетонного монолитного здания

а)



б)

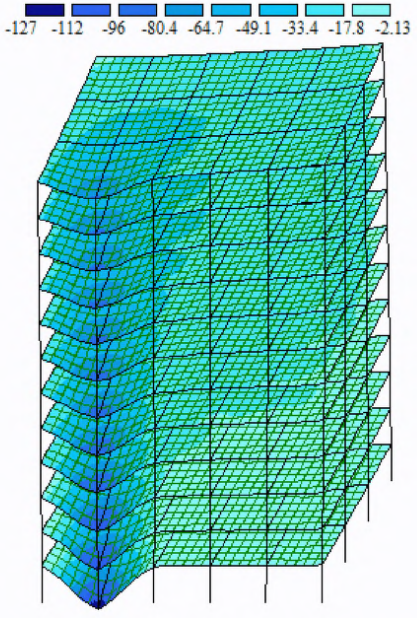


Рисунок IV.4.4 – Схема перемещений в элементах каркаса при эксплуатационной нагрузке (*а*) и после аварийного воздействия и удаления колонны первого этажа в осях А-2 (*б*)

Соответственно частота собственных колебаний будет равна:

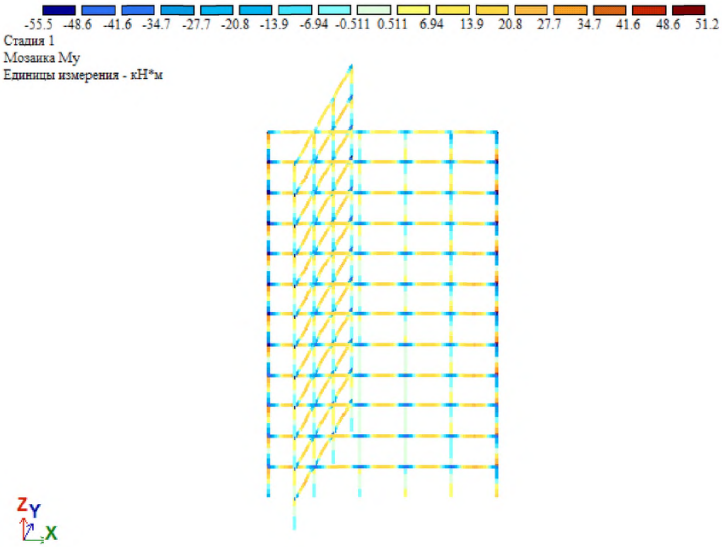
$$\omega = \sqrt{\frac{C}{m}} = \cdot \sqrt{\frac{164200000}{1750/9.81}} = 30\ с^{-1}.$$

Время динамического догружения будет равно:

$$t_d = \frac{1}{30} \cdot \arccos\left(1 - 6 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1750/9.81 \cdot 30^2}{1750 + 0{,}16 \cdot 1550 \cdot 2}\right) = 0{,}037\ с.$$

После определения времени догружения было скорректировано значение динамической прочности бетона согласно [14], и с измененными параметрами вновь выполнена критериальная проверка прочности и деформативности элементов каркаса. По результатам проведенного расчета установлено, что критерии несущей способности для особого предельного состояния (п. II.4) для усилия передающегося на арматуру колонн здания выполняются, и конструктивная системы здания при наличии разрушений в отдельных сечениях (рисунок IV.4.7) сохраняет геометрическую неизменяемость.

а)



б)

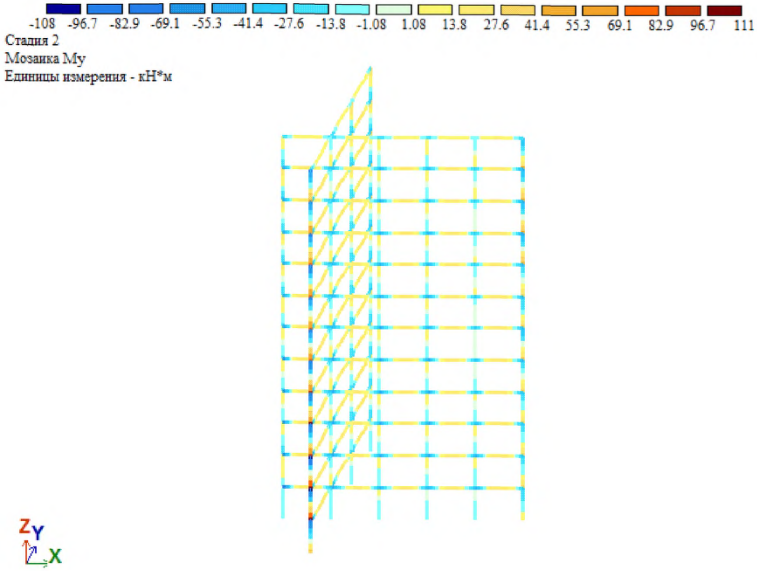


Рисунок IV.4.5 – Усилия в элементах каркаса здания при эксплуатационной нагрузке (*а*), и после удаления колонны по оси А-2 (*б*)

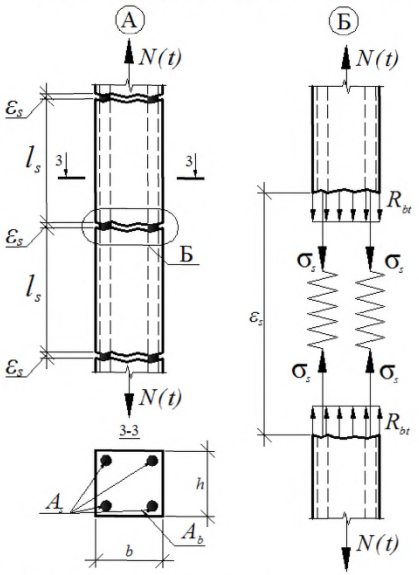
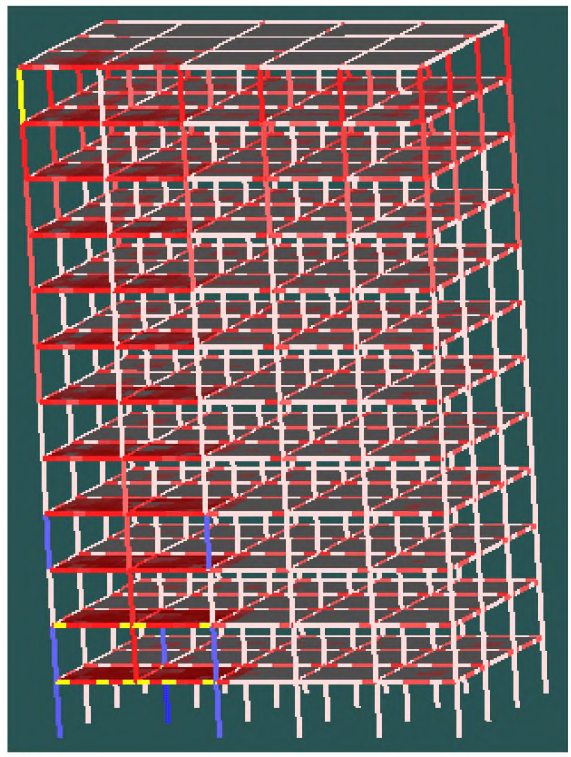
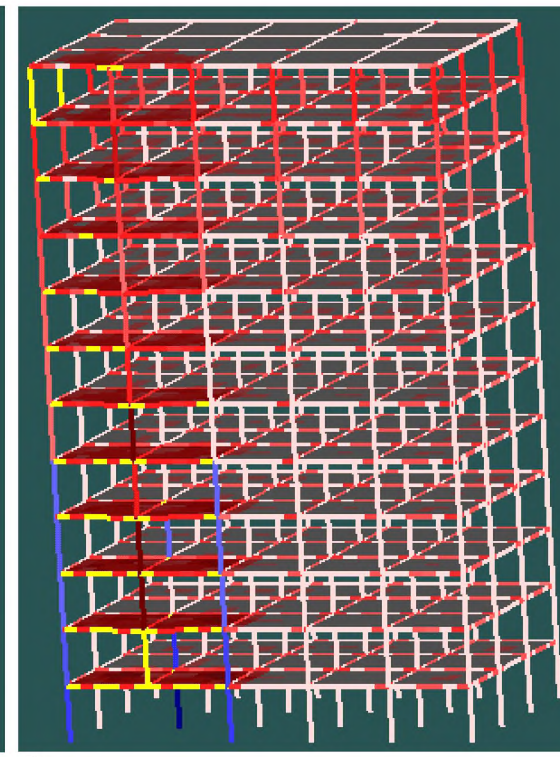


Рисунок IV.4.6 – Расчетная схема третьего уровня для определения времени динамического догружения колонны 2-го этажа в осях А-2



а)

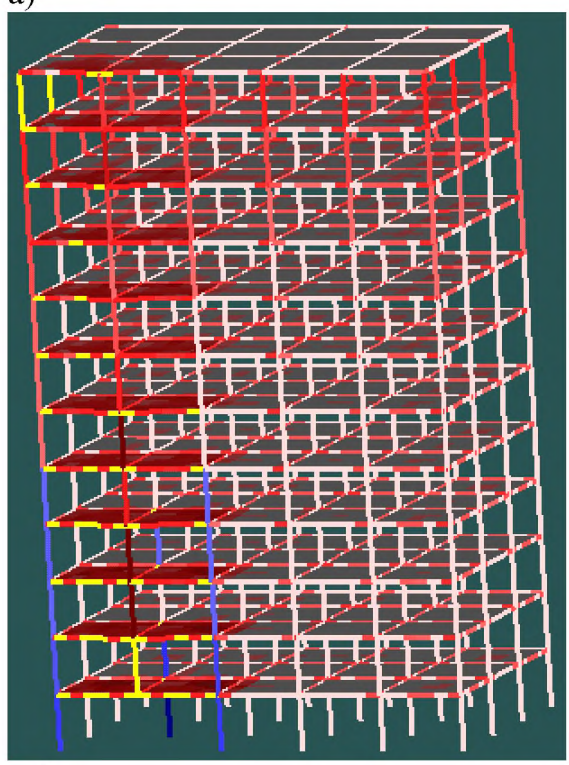


б)

– *трещинообразования в элементах от растяжения*

– *сжатие в несущих элементах*

– *разрушение в элементах отдельных сечений, не приводящих к геометрической неизменяемости конструктивной системы*



в)

Рисунок IV.4.7 – Схема распространения повреждений в элементах каркаса в момент времени $t_d = 0{,}009$ с (*а*), $t_d = 0{,}018$ с (*б*) и $t_d = 0{,}037$ с (*в*) при выключении колонны первого этажа в осях А-2

Аналогичным образом был проведен расчет каркаса рассматриваемого здания при аварийном воздействии, вызванном удалением крайней угловой колонны А-1.

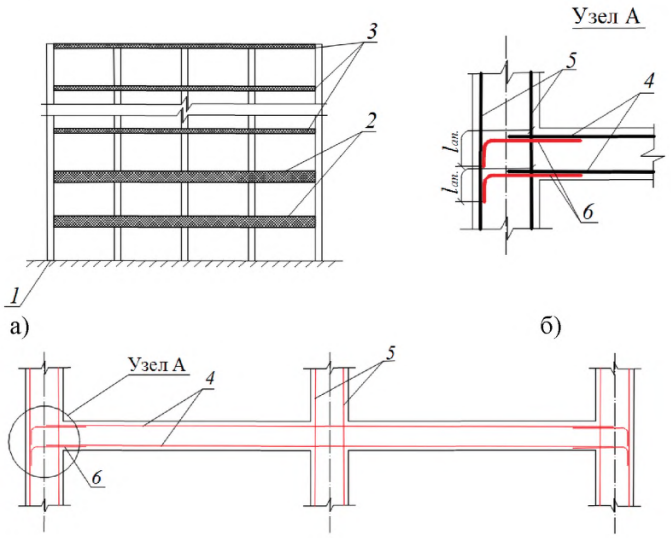


Рисунок IV.4.8 – Усиление ригелей каркаса здания против прогрессирующего разрушения:
1 – колонны; *2* – ригели повышенной жесткости; *3* – ригели, запроектированные на проектную нагрузку; *4*, *5* – рабочая арматура ригеля и колонны, принятые в соответствии с расчетом на прогрессирующее обрушение соответственно; *6* – дополнительная арматура в узле сопряжения ригеля и колонны

Результаты расчета показали, что принятое при проектировании на первое основное сочетание нагрузок армирование не обеспечивает требования особого предельного состояния колонн и примыкающих ригелей в зоне выключения угловой колонны. Поэтому, в качестве защиты от прогрессирующего обрушения был выполнен вариант усиления ригелей первого и второго этажа путем повышения их жесткости и интенсивности армирования (рисунок IV.4.8, а). Повторным расчетом по приведенному алгоритму показано, что при повышении жесткости этих конструкций в 3 раза, изгибающий момент в конструкциях усиленных ригелей над первым и вторым этажами увеличивается в 2,2 раза. При этом момент в остальных ригелях снижается почти в 1,5 раза. Такой результат показывает целесообразность принятого приема защиты здания от прогрессирующего обрушения. Кроме того при проектировании защиты от прогрессирующе-

го обрушения следует обеспечить непрерывность арматурных стержней и надежность их анкеровки. Один из вариантов такого решения приведен на рисунке IV.4.8, б, в.

IV.5 Расчет защиты эксплуатируемого складчатого пространственного покрытия от прогрессирующего обрушения

IV.5.1 Общие сведения о конструктивном решении

Рассматриваемая конструкция ангара одноэтажного здания для стоянки и обслуживания самолетов. Здание выполнено в виде сборного железобетонного каркаса, выполненного из отдельно стоящих столбчатых фундаментов, колонн, продольных обвязочных балок, устанавливаемых по верху колонн и складчатого покрытия (рисунок IV.5.1.). Пространственное покрытие ангара принято из арочных панелей-складок ПО 24-1 размерами 3×24 м и высотой 2,77 м (рисунок IV.5.2).

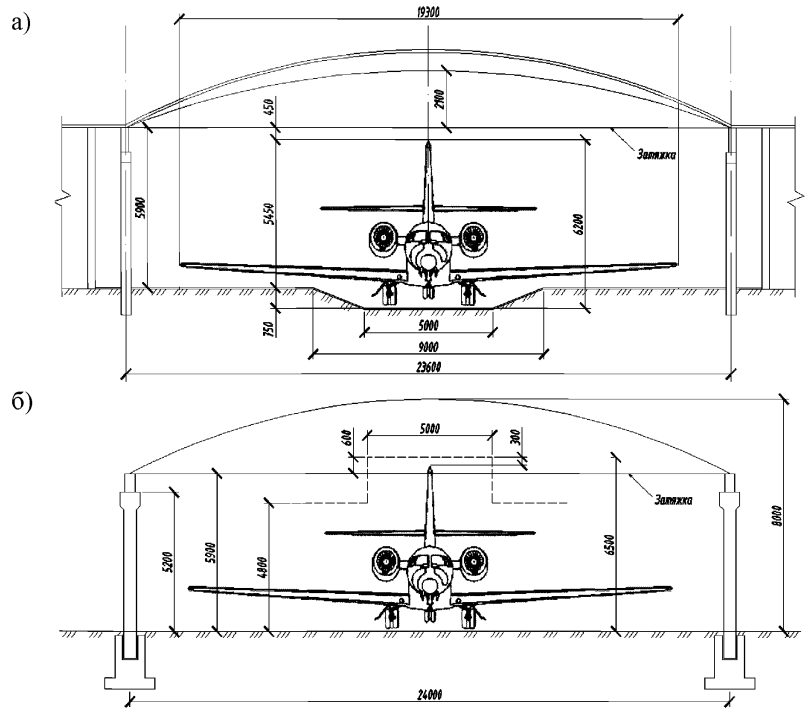


Рисунок IV.5.1 – Схема поперечного разреза ангара:
а – с углубленным вариантом пола; *б* – с реконструированным вариантом затяжек покрытия

Реконструкция ангара вызвана тем, что для расширения области технического обслуживания самолетов новых модификаций в существующем здании ангара мешают горизонтальные затяжки, которые находятся внутри ангара на высоте 5,9 м, в нижней части панелей-складок (см. рисунок IV.5.1). В связи с этим возникла необходимость реконструкции покрытия ангара или отдельных его конструктивных элементов для обеспечения заезда самолета. Вариант полной замены конструкции покрытия не рассматривался из-за его относительной дороговизны, а главным образом из-за сложности строительно-монтажных работ в стесненных условиях существующего аэропорта и ограниченных возможностей перемещения техники на территории аэропорта.

Самым простым решением, на первый взгляд, казалось понижение отметки пола (см. рисунок IV.5.1, а). Однако при этом возникал ряд обстоятельств, делавших это решение нежелательным, а именно: при частичном понижении пола в ангаре усложняются маневренность и возможность полноценной эксплуатации ангара в момент отсутствия в нем самолета; при понижении всего пола потребуется вывезти около 1000 $м^3$ грунта; возникает необходимость заезда самолета в ангар задним ходом для обеспечения возможности выезда тягача после буксировки самолета (из-за невозможности сквозного проезда тягача вследствие недостаточной ширины проема в противоположной от основных ворот стене). Кроме того, требуется устройство наклонного заезда длиной не менее 15 м, что уменьшит возможности маневра других самолетов на территории аэропорта; требуются дополнительные работы и расходы, связанные с отводом атмосферных осадков от главных ворот и исключением обледенения наклонного заезда в холодное время года.

В связи с этим вариант реконструкции с понижением отметки пола был признан неэффективным и встал вопрос о модернизации конструкции покрытия ангара с сохранением, по возможности, железобетонных панелей-складок и полезных габаритов внутреннего пространства ангара.

Обследование несущих конструкций ангара (фундаменты, колонны, панели-оболочки) показало, что они находятся в нормальном состоянии, без видимых повреждений и дефектов. Было установлено, что железобетонные колонны представляют собой консольные стойки, заделанные в фундамент стаканного типа, с шарнирным опиранием на них конструкции покрытия (ввиду отсутствия в панелях-складках усилия распора из-за наличия оттяжек).

Обследованием несущих конструкций покрытия было также установлено, что анкеровка некоторых затяжек в теле бетона панели-складки на приопорных участках нарушена. В связи с этим возможен внезапный обрыв любой из затяжек. Поэтому для оценки состояния покрытия при внезапном удалении затяжек одной из панели-складки необходим расчет такого покрытия на такой сценарий аварийного воздействия.

IV.5.2 Исходные данные для расчета

Конструкция тонкостенной железобетонной складки шириной

2,98 м с расчетным пролетом 23,7 м очерчена в продольном направлении по параболе со стрелой подъема по линии центров тяжести сечения 2,37 м. Глубина поперечного сечения складки переменная по длине изделия и изменяется (за счет изменения наклона граней) от 600 мм посередине пролета до нуля у опор, где грани плавно сопрягаются с торцовыми ребрами (рисунок IV.5.2).

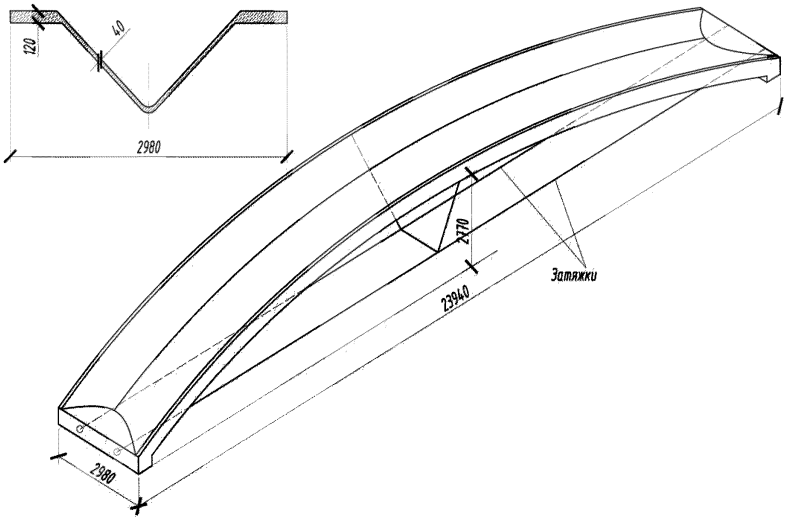


Рисунок IV.5.2 – Арочная панель-складка (вверху – поперечный разрез)

Толщина граней складки — 40 мм. Посередине ширины панели-складки грани плавно сопрягаются по кривой радиусом 240 мм. Масса панели-складки — 8,4 т, объем бетона — 3,38 м^3, расход стали — 585 кг (или 8,1 кг/м^2), приведенная толщина бетона — 4,7 см, проектный и фактический класс бетона — В30.

В продольном направлении складка была рассчитана на внецентренное сжатие, как двухшарнирная арка с развитым поперечным сечением. Расчетом определена продольная арматура: понизу волны — четыре стержня диаметром 8 мм из стали класса А-500 (А-III); в продольных бортовых элементах по два таких же стержня; затяжки приняты из арматуры класса А-500 диаметром 28 мм.

Поле панели-складки армировано сварными сетками с прямоугольными ячейками. Поперечные стержни арматурных сеток приняты по расчету на поперечные изгибающие моменты, определенные из условия равновесия участка складки единичной длины (причем расчетным принято сечение в четверти пролета). На средней полосе вдоль складки шириной 1500 мм установлена арматура диаметром 5 мм из стали класса В$_p$500 с

шагом 100 мм, в остальной части поперечного сечения — с шагом 200 мм. Кроме того, по рабочим продольным стержням понизу волны уложена верхняя сетка шириной 1,2 м с рабочим поперечным армированием проволокой диаметром 5 мм и шагом 150 мм. Продольные стержни всех сеток приняты из проволоки диаметром 4 мм с шагом 250 мм.

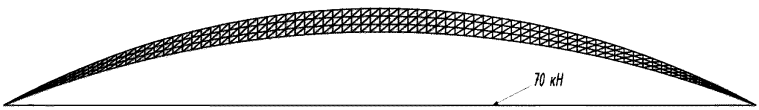
Торцовые опорные диафрагмы высотой 240 мм рассчитаны на монтажные вертикальные нагрузки от собственного веса и горизонтальные усилия от распора, воспринимаемого двумя затяжками, устанавливаемыми с шагом 1,5 м. Продольные края складки усилены горизонтальными бортовыми элементами толщиной 50 мм и шириной 140 мм.

Расчетная нагрузка (при $\gamma_f = 1$) на покрытие из панелей-складок принята 3,65 кПа. Панель-складка была рассчитана на две комбинации нагрузок: постоянную — 2,65 кПа и временную снеговую — 1 кПа (с $\gamma_f = 0,5$) по всему пролету и постоянную плюс временную снеговую — на половине пролета. В качестве запроектного аварийного воздействия при расчете покрытия по вторичной расчетной схеме был принят сценарий внезапного выключения (обрыва) одной из затяжек панели-складки и в соответствии с СП 385.1325800 приложением распора в этой затяжке, полученного при эксплуатационной нагрузке с обратным знаком. При этом, по результатам предварительного расчета для защиты от прогрессирующего обрушения, в покрытии были установлены дополнительные наклонные затяжки. Для уменьшения положительного изгибающего момента в панели-складке предусмотрено предварительное напряжение путем натяжения затяжек с усилием 70 кН.

IV.5.3 Особенности построения расчетных схем

Для определения напряженно-деформированного состояния панели-складки покрытия была составлена конечно-элементная расчетная схема фрагмента каркаса ангара в программе SCAD с нагрузками и усилием предварительного обжатия, равными проектным (рисунок IV.5.3, а). По результатам расчета по первичной (с затяжками на уровне опор арки) и вторичной (при изменении проектного положения и количества затяжек затяжек для защиты от прогрессирующего обрушения) расчетным схемам, с учетом геометрической нелинейности была рассчитана и подобрана необходимая арматура (см. таблицу IV.5.1), величина которой по расчету была несколько меньше проектной, что подтверждает правильность армирования в реальной возведенной конструкции панели-складки и адекватность принятой расчетной схемы.

а)



б)

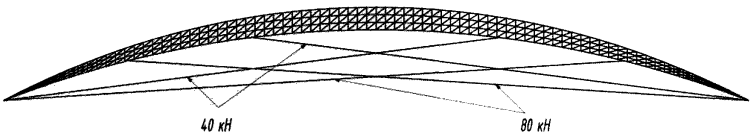


Рисунок IV.5.3 – Варианты расчетной схемы с усилиями предварительного обжатия:
а – исходный вариант установки затяжки; *б* –) усиленный вариант для защиты от прогрессирующего обрушения

IV.5.4 Результаты расчета и их анализ

По результатам расчета по первичной (с затяжкой на уровне опор арки) и вторичной (с удаленной затяжкой и приложением в качестве запроектного воздействия распора с обратным знаком) расчетной схеме было рассмотрено несколько вариантов реконструкции покрытия из панелей-складок. В окончательном варианте суть решения заключалась в том, чтобы вместо двух горизонтальных затяжек в каждой панели-складке устраивать восемь наклонных оттяжек (по типу системы Шухова).

Таблица IV.5.1 – Результаты расчета армирования панели-складки

Вариант Расчетной схемы	Максимальная площадь арматуры в обозначениях программы SCAD, мм^2			
	AS1	AS2	AS3	AS4
Рисунок IV.5.3, а	6,08	7,37	4,47	1,92
Рисунок IV.5.3, б	16,79	14,69	11,5	9,21

Путем последовательных расчетных итераций с использованием расчетной схемы (рисунок IV.5.3, б) было установлено, что для обеспечения необходимой жесткости и деформативности панели-складки преднапряжение коротких оттяжек должно составлять 40 кН, длинных 80 кН. Вследствие принятого размещения оттяжек в центре ангара обеспечивается требование СП 385.1325800.2018 по защите покрытия от прогрессирующего обрушения в случае внезапного удаления (или нарушения зоны анкеровки) любой из существующих в панелях-складках затяжек или внезапного удаления одной из наклонных затяжек в реконструированном описанным образом покрытии ангара. Вследствие такого размещения оттяжек в центре ангара обеспечивается также требуемый эксплуатационный габарит для свободного прохождения хвостовой части самолета,

предусмотренный заданием на реконструкцию рассматриваемого объекта.

Результаты подбора арматуры в таком варианте приведены в таблице IV.5.1, откуда видно, что площадь необходимой арматуры в конструкции превышает площадь существующей арматуры в панели-складке. Следует также отметить, что предложенный вариант реконструкции покрытия является относительно многодельной конструкцией, что усложняет технологию и увеличивает сроки реконструкции покрытия. Однако этот вариант является достаточно эффективным для защиты покрытия от прогрессирующего обрушения при внезапном удалении из покрытия любой из затяжек панели-складки/

IV.6 Расчет защиты пространственного покрытия производственного здания из панелей-оболочек коммуникационного типа (КСО) от прогрессирующего обрушения

IV.6.1 Общие сведения о конструктивном решении покрытия

В настоящее время в стране, и особенно в зарубежном строительстве среди различных типов пространственных конструкций получили определенное распространение покрытия из панелей-оболочек на пролет типа КСО, КЖС, панели-гипары и другие [15,16]. В каркасах производственных зданий вместо традиционных балок, ферм и плит покрытия выполняют из панелей-оболочек на пролет, устанавливаемых по обвязочным балкам, уложенным по верху колонн вдоль пролета здания. Панель оболочка коммуникационного типа (КСО) представляет собой короткую преднапряженную оболочку, с двумя продольными диафрагмами в виде безраскосных ферм полигонального очертания (рисунок IV.6.1).

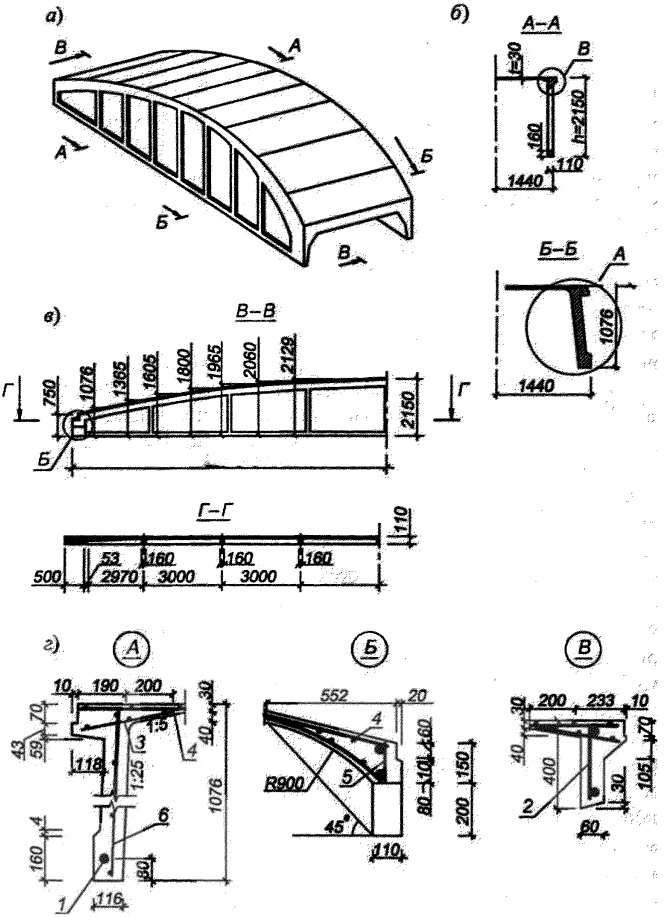


Рисунок IV.6.1 – Панель-оболочка коммуникационного типа (КСО): *а* – общий вид, *б* и *в* – соответственно поперечное и продольное сечение, *г* – основные конструктивные элементы и их армирование; *1* – преднапряженная арматура, *2* – арматура верхнего пояса, 3 и 4 – сетки полки, 5 – арматура торцевого ребра, *6* – поперечная арматура диафрагмы

IV.6.2 Исходные данные для расчета

Высота панели-оболочки в середине пролета принята равной 2150мм, а высота панели на опоре – 750 мм. Толщина полки оболочки принята равной 30 мм. Сечение верхнего пояса диафрагм запроектировано переменной высоты (в соответствии с эпюрой моментов в верхнем по-

ясе) от 400 мм (в середине пролета) до 500 мм (в местах сопряжения пояса с глухими приопорными участками диафрагм). Нижний пояс диафрагм запроектированы с постоянным сечением 110×160мм. Основная растянутая рабочая арматура располагается в нижнем поясе диафрагм и запроектирована из высокопрочной стержневой арматуры класса А800. Рабочая арматура верхнего пояса запроектирована в виде плоских арматурных каркасов из арматуры класса А500. Полка панели заармирована сварной сеткой из проволоки класса B_p500. Стойки КСО заармированы в виде пространственных каркасов из четырех продольных стержней класса А500.

Исходные характеристики материалов для расчета приняты следующими: бетон В45, $R_{b,ser}$ = 2,25 МПа (γ_b = 1), арматура класса А800, $R_{s,ser}$= 785,0 МПа. Сечение нижнего пояса КСО 110×160мм. Расчетное значение усилия в нижнем поясе диафрагмы H = 475,0 кН при эксплуатационных нагрузках с γ_f= 1. Требуемая площадь рабочей арматуры затяжки определена расчетом по предельным состояниям первой группы и составила $6{,}074\times10^{-4}$м^2. Армирование затяжки принято одним стержнем диаметром 28 мм (A_{sp} = $6{,}158\cdot10^{-4}$ м^2).

В качестве эксплуатационной нагрузки на покрытие в соответствии с СП 20.13330.2016 и СП 385.1325800.2018 приняты: собственный вес панели-оболочки, нагрузка от утеплителя и кровли (постоянная нагрузка с γ_f= 1) и временная снеговая нагрузка с γ_f= 0,5.

В качестве запроектного воздействия рассмотрено внезапное хрупкое разрушение бетонной матрицы (обетонированной затяжки) нижнего пояса, вызванное трещинообразованием в этом поясе с возможностью разрыва рабочей арматуры нижнего пояса диафрагмы КСО и последующего обрушения всей конструкции.

IV.6.2 Особенности построения расчетных схем и алгоритма расчета

При проектировании преднапряженных железобетонных конструкций величина предварительного напряжения арматуры σ_{sp} в соответствии с действующими нормами СП 63.13330 принимается в пределах от $0{,}3R_{s,ser}$ до $0{,}9R_{s,ser}$. При этом для повышения эффекта от предварительного напряжения значение σ_{sp} назначают обычно максимально ближе к верхнему пределу. Ограничением является лишь выполнение условий трещиностойкости участков конструкции, растянутых от усилий преднапряжения. В то же время в конструкциях из двухкомпонентных материалов типа железобетон при определенной структуре конструктивной системы возникает еще одно важное условие по ограничению верхнего предела предварительного напряжения элементов конструкций. Оно связано с динамическим эффектом в конструктивных системах из двухкомпонентных материалов и вызванным этим эффектом перераспределением усилий при внезапном разрушении хрупкого компонента – растянутой бетонной матрицы [13]. Оценка приращений динамических усилий в диафрагмах преднапряженных панелей-оболочек КСО для большей

наглядности выполнен с использованием простейшей расчетной схемы диафрагмы, представленной на рисунке IV.6.2. Особенностью этой диафрагмы является то, что она является типичным примером большепролетных преднапряженных конструкций диафрагм. В рассматриваемом примере армирование нижнего пояса диафрагм выполнено одним преднапряженным стержнем (см. поз.1 рисунка IV.6.2, а).

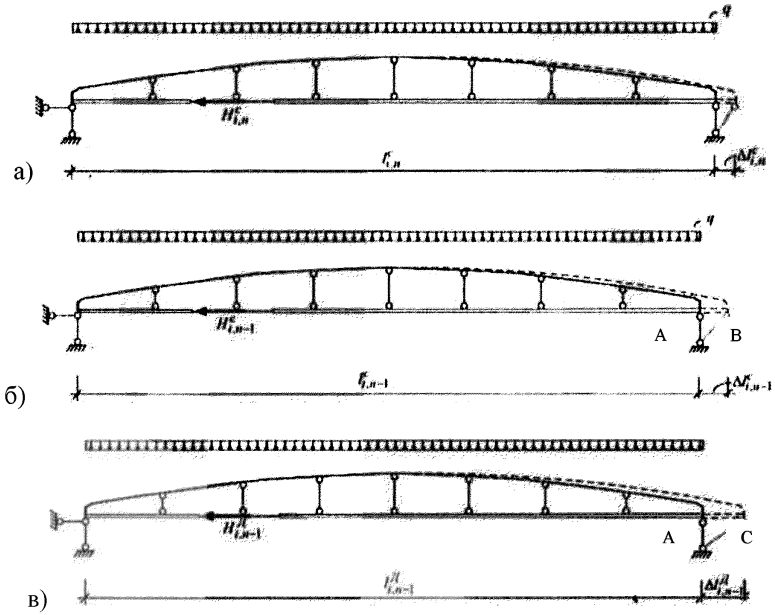


Рисунок IV.6.2 – Расчетные схемы диафрагмы панели-оболочки КСО на проектную нагрузку и запроектное воздействие

Рассмотрим некоторый фиксированный i-й элемент конструкции панели КСО, например обетонированную затяжку. Будем полагать, что один из материалов (сталь) – упругий, другой (бетон) – хрупкоупругий. Пусть система нагружена однопараметрической внешней нагрузкой $q' = \lambda q$. Исходная длина этого элемента при усилии в нем только от собственной массы и усилия обжатия преднапряжения P – $l^0_{i,n}$. Введем следующие обозначения (см. рисунок IV.6.2): $l^c_{i,n}$ – длина затяжки при усилии в ней $H^c_{i,\,n}$ в составе n раз статически неопределимой системы при значении параметра внешней нагрузки $\lambda = \lambda_m$ соответствующей разрушению бетонной матрицы i-го элемента (см. рисунок IV.6.2, а) $l^c_{i,\,n-1}$ – длина затяжки после разрушения бетонной матрицы (изменение статической неопределимости системы на единицу) при усилии в затяжке, равном $H^c_{i,n-1}$, в составе $(n-1)$ раз статически неопределимой системы также при

$\lambda = \lambda_m$ (рисунок IV.6.2, б); $l^{Д}_{i,\,n-1}$ – длина затяжки при усилии в ней $H^{Д}_{i,\,n-1}$, в составе $(n-1)$ раз статически неопределимой системы при $\lambda = \lambda_m$ (рисунок IV.6.2, в).

Изменение длины затяжки (i-го элемента системы) после приложения эксплуатационной нагрузки в системе n и после хрупкого разрушения растянутой бетонной матрицы определяется зависимостями (см. рисунок IV.6.2, а, б, в):

$$\Delta l^{c}_{\text{i},n} = H^{c}_{i,n-1} \cdot l_{\text{i},n}{}^{c} / E_b A_{red} \qquad \text{(IV.6.1)}$$

$$\Delta l^{c}_{\text{i},n-1} = H^{c}_{i,n-1} \cdot l_{\text{i},n}{}^{c} / E_b A_{red} \qquad \text{(IV.6.2)}$$

где E_b – модуль деформации бетона; A_{red} – приведенная к бетону площадь сечения затяжки.

Приращение удлинения железобетонной затяжки в момент хрупкого разрушения бетонной двухкомпонентной затяжки, если бы переход от n раз статически неопределимой системы к $(n\text{-}1)$ осуществлялся бы не хрупко и внезапно, а вследствие его медленного принудительного разрушения от усилия $H^{c}_{i,,n}$ до $H^{c}_{i,n-1}$ при неизменной относительной величине внешней нагрузки, соответствующей $\lambda = \lambda_m = const$.

$$\Delta l^{c}_{\text{i},n-1} - \Delta l^{c}_{\text{i},n} = (H_{i,n-1} - H_{i,n}) l_{\text{i},n}{}^{c} / E_b A_{red} \qquad \text{(IV.6.3)}$$

Аналогично можно вычислить соответствующие приращения удлинений затяжки в момент разрушения ее хрупкого компонента - бетонной матрицы, если это разрушение происходит мгновенно:

$$\Delta l^{Д}_{\text{i},n-1} - \Delta l^{0}_{\text{i},n} = (H^{Д}_{i,n-1} - H^{c}_{i,n-1}) l_{\text{i},n}{}^{c} / E_b A_{red} \qquad \text{(IV.6.4)}$$

$$\Delta l^{Д}_{\text{i},n-1} - \Delta l^{c}_{\text{i},n} = (H^{Д}_{i,n-1} - H^{c}_{i,n-1}) l^{c}_{\text{i},n} / E_b A_{red} \qquad \text{(IV.6.5)}$$

При возникающих вследствие разрушения хрупкого компонента (бетона) затяжки продольных колебаниях этой затяжки положение точки B соответствует длине $l^{c}_{i,n-1}$, его следует считать координатой равновесного состояния конца затяжки, а точки А и С – амплитудными значениями (см. рисунок IV.6.2, а, б, в). Очевидно, что продольные колебания затяжки при внезапном разрушении хрупкого ее компонента относительно точки статического равновесия B имеют затухающий характер. Однако в течение первого полупериода с достаточной в инженерных расчетах степенью точности можно считать, что $\Delta l^{c}_{i,n-1} = \Delta l^{Д}_{i,n-1}$. Из зависимостей (IV.6.3) – (IV.6.5) следует:

$$H^{c}_{i,n-1} - H^{c}_{i,n} = H^{Д}_{i,n-1} - H^{c}_{i,n-1} \qquad \text{(IV.6.6)}$$

$$H^{Д}_{i,n-1} = 2H^{c}_{i,n-1} - H^{c}_{i,n} \qquad \text{(IV.6.7)}$$

Зависимость (IV.6.7) позволяет определить динамическое усилие в произвольном элементе $(n-1)$ раз статически неопределимой стержневой системы, образующейся после хрупкого разрушения одного из элементов (бетонной матрицы затяжки) исходной n раз статически неопределимой системы.

Конкретизируем эту зависимость для двухкомпонентного элемента железобетонной затяжки. Пусть в результате трещинообразования и соответственно разрушения хрупкого элемента возникнет динамическое усилие в арматуре. Обозначим полное растягивающее усилие в затяжке от внешней нагрузки H, усилие, соответствующее трещинообразованию в затяжке, – H_{crc} (рисунок IV.6.3). В момент перед образованием трещин при нагрузке $\lambda_{crc}q$ полное усилие в затяжке H воспринимается бетоном H_b, и арматурой H_s:

$$H = H_{crc} = H_b + H_s. \qquad \text{(IV.6.8)}$$

При достижении усилия H большего, чем H_{crc}, происходит мгновенное разрушение растянутого бетона затяжки, и воспринимаемое ранее бетоном усилие H_b мгновенно передается на арматуру. Если бы передача усилия с бетона на арматуру осуществлялась медленно, то при неизменном внешнем усилии в затяжке $H = H_{crc}$, усилие в арматуре для нового состояния равно

$$H_s^c = H_{crc} - H_s. \qquad \text{(IV.6.9)}$$

Поскольку передача усилия с бетона на арматуру при его хрупком разрушении происходит внезапно, то в арматуре возникают продольные колебания и соответственно динамическое усилие $H_s^Д$. Значение этого усилия при условии незатухания этих колебаний в течение первого полупериода можно найти из зависимости (рисунок IV.6.3, б)

$$H_s^Д - H_{crc} = H_{crc} - H_s. \qquad \text{(IV.6.10)}$$

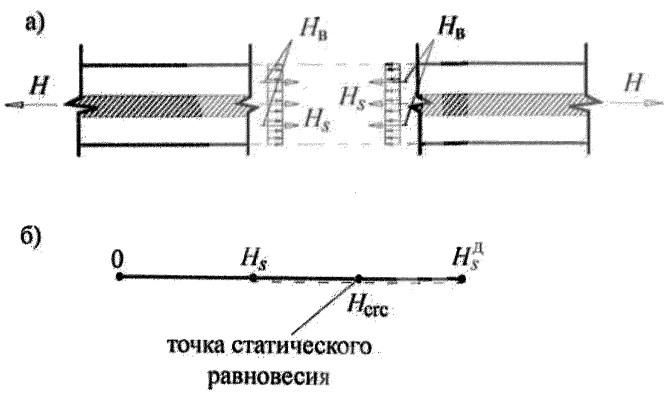


Рисунок IV.6.3 – Схема статических (*а*) и динамических усилий (*б*) в железобетонном элементе в момент хрупкого разрушения бетона

Подставляя в (IV.6.10) значение $H_{сгс}$ из выражения (IV.6.8), получим:

$$H_s^Д = H_s + 2H_b. \qquad \text{(IV.6.11)}$$

С использованием зависимости (IV.6.11) для динамического усилия в

арматуре проводится расчет защиты конструкции, представленной на рисунке IV.6.3, а, от прогрессирующего обрушения.

IV.6.3 Численная реализация алгоритма

Предварительное напряжение затяжки диафрагмы и обсуждение результатов назначаем σ_{sp} = 705,0 < 0,9$R_{s,ser}$ = 706,5 с учетом допустимых отклонений, таким образом, чтобы выполнялись условия п. 9.1.1 СП 63.13330.

При электротермическом способе натяжения σ_{sp} арматуры предварительное натяжение a в напрягаемой арматуре (при длине стержня L = 27 м) определяем из условий:

$$\sigma_{sp} + p \le R_{s,ser},$$

$$P = 30 + \frac{360}{l} = 43{,}3 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{sp} \le R_{s,ser} - P = 785 - 43{,}3 = 741{,}7 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{sp} = 705 < 0{,}9R_{s,ser} = 745{,}75 \text{ МПа}.$$

Определяем усилия обжатия нижнего пояса диафрагмы с учетом первых потерь P_{01}.

Потери от релаксации напряжений арматуры:

$$\sigma_1 = 0{,}03\,\sigma_{sp} = 0{,}03 \cdot 705{,}0 = 21{,}15 \text{МПа},$$

отсюда

$$P_{01} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1) = 6{,}158 \cdot (705 - 21{,}15) \cdot 0{,}1 = 421{,}115 \text{ кН}$$

Напряжение обжатия бетона:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{01}}{A_b} = \frac{421115}{110 * 140} = 27{,}35 \text{ МПа}.$$

Для определения потерь от быстронатекающей ползучести принимаем передаточную прочность бетона:

$$\frac{\sigma_{вр}}{R_{вр}} \le 0{,}9;\ R_{вр} = \frac{\sigma_{вр}}{0{,}9};\ R_{вр}\frac{27{,}35}{0{,}9} = 30{,}4 \text{ МПа};$$

$$R_{вр} \ge 11 \text{ МПа при арматуре А800};$$

$$R_{вр} \ge 0{,}5 \cdot B = 0{,}5 \cdot 45 = 22{,}5 \text{ МПа}.$$

Отношение $\sigma_{вр}/R_{вр}$ или σ_{bp}/R_{bp} составит:

$$\frac{\sigma_{вр}}{R_{вр}} = \frac{27{,}35}{30{,}4} = 0{,}90 < \alpha = 1{,}01,$$

где α =0,25+0,025·$R_{вр}$=1,01.

Значение потерь предварительного напряжения:

$$\sigma_6 = 40 \cdot \frac{\sigma_{вр}}{R_{вр}} = 40 \cdot 0{,}9 = 36 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия бетона с учетом всех первых потерь составит:

$$P_{01} = 6{,}158\ (705 - 21{,}15 - 36) \cdot 0{,}1 = 399{,}0 \text{ МПа}.$$

Усилие, воспринимаемое сечением перед образованием трещин, согласно требованию п. 9.3.9 СП 63.13330, составит:

$$H_{crc} = R_{bt,ser}\,(A_b + 2\alpha A_{sp}) + P_{01} = 2{,}25\,(1{,}1\cdot 1{,}4 + 2\cdot 5{,}07\cdot 6{,}158) + 399{,}0 = 449 \text{ кН},$$

где $\alpha = \dfrac{E_s}{E_b} = \dfrac{190000}{37500} = 5{,}07.$

Так как $H = 475$ кН $> H_{crc} = 449$ кН, то трещины образуются.

Статическое усилие в арматуре в момент образования трещин определяется по формуле (IV.6.11)

$$H_s = H_{crc} - H_b = 449 - 34{,}7 = 414{,}3 \text{ кН},$$

$$H_{sp} = 414{,}3 + 2\cdot 34{,}7 = 483{,}7 \text{ кН}.$$

Предельно допустимое усилие в арматуре при коэффициенте надежности по предельным состояниям II группы $\gamma_s = 1$:

Динамическое усилие в арматуре в момент

$$[N_s] = R_{s,ser}\cdot\gamma_s\cdot A_{sp} = 785\cdot 6{,}158\cdot 1 = 483{,}4 \text{ кН}.$$

Поскольку $N^e_{sp} > [N_s]$, при принятом согласно нормами уровне начального напряжения может произойти разрушение затяжки в момент образования в ней трещин от заданной эксплуатационной нагрузки.

Анализируя зависимости (IV.6.8) и (IV.6.11), несложно видеть, что описанный динамический эффект в арматуре увеличивается при снижении процента армирования сечения, повышении класса бетона. Так, например, при расчете железобетонных арок, для которых процент армирования нижнего пояса составляет 0,9–1,2%, а растягивающее усилие в бетоне в момент образования трещин достигает 15–20% от H_{crc}, динамическое усилие в преднапряженной арматуре может значительно превышать предельно допустимое $[N_s]$, даже с учетом динамической прочности стали. Следовательно, при проектировании защиты от прогрессирующего обрушения рассматриваемого типа конструкции и, в частности, при назначении начального контролируемого напряжения в преднапряженных конструкциях с высоким уровнем напряжения помимо других условий, оговоренных в СП 63.13330, необходимо учитывать наличие динамического эффекта в двухкомпонентных материалах, типа железобетон, при внезапном разрушении хрупкой компоненты.

IV.7 Расчет стального каркаса высотного здания в динамической нелинейной постановке

IV.7.1 Особенности алгоритма расчета

IV.7.1.1 Общие замечания к алгоритму

Расчет на устойчивость здания против прогрессирующего обрушения производится в динамической постановке на временной области с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей, включая возможный контакт элементов при разрушении.

В качестве базовой методики будем использовать подход, представленный в разделе II.6. Расчет конструкции будет проводиться по методу конечных элементов с прямым интегрированием уравнений динамики во времени по явной схеме.

Динамическая задача разбивается на три этапа:

1) получение корректного квазистатического напряженно-деформированного состояния конструкции на момент времени перед отказом элемента;

2) удаление конечного элемента участка колонны;

3) расчет конструкции с удаленным элементом в динамической нелинейной постановке.

IV.7.1.2 Общие сведения о конструктивном решении

Рассчитываемое сооружение представляет собой 36-этажное здание со стальным каркасом, расположенное в I ветровом и III снеговом регионах. Габариты здания в плане составляют 30×30 м, высота — 108 м (рисунок IV.7.1). Каркас выполнен из стальных колонн, расставленных с шагом 6 м, которые жестко сопряжены в двух направлениях с главными балками, идущими в перекрестном направлении. Второстепенные балки установлены вдоль глобальной оси У с шагом 2 м между главными балками. Между главными и второстепенным балками установлены связующие элементы, обеспечивающие жесткость диска перекрытия (рисунки IV.7.2–IV.7.4).

Ядро жесткости, включающее лестницы и лифтовые шахты расположено в центральной шестиметровой ячейке, выполнено в виде треугольной связевой решетки на всю высоту.

Все основные несущие элементы имеют либо двутавровый, либо квадратный трубчатый профиль. В качестве основного материала используется сталь.

Сечения колонн (сварные двутавры) унифицированы по десяти типам с группировкой по трети высоты сооружения (см. рисунок IV.7.4):

- четыре типа внутренних колонн;
- три типа фасадных колонн;
- три типа угловых колонн.

Перекрытие выполнено в виде монолитной плиты приведенной толщиной 150 мм, уложенной по главным и второстепенным балкам. Крепление осуществлено таким образом, чтобы передавалась только вертикальная нагрузка на главные и второстепенные балки.

В качестве мероприятий по исключению прогрессирующего обрушения были применены поддерживающие фермы высотой в этаж, расположенные по периметру фасада и по главным балкам в уровне 18 и 36 этажей.

Сооружение спроектировано таким образом, чтобы коэффициенты использования сечений по прочности и устойчивости находились в пределах от 90 до 100%, а толщины стенок и полок стальных элементов удовлетворяли критериям по локальной устойчивости для любого типа НДС.

Узлы соединения колонн и балок спроектированы на сварке равнопрочными основным сечениям элементов.

IV.7.1.3 Нагрузки и воздействия

Основные нагрузки на здание включали (табица. IV.7.1):

- постоянную нагрузку от собственного веса (учитывалась автоматически по плотности);
- постоянную нагрузку от полов и подвесного оборудования (нормативное значение 200 кг/м^2);
- нагрузку от перегородок (нормативное значение 300 кг/м^2);
- полезную нагрузку (нормативное значение 300 кг/м^2);
- снеговую нагрузку согласно СП 20.13330;
- ветровую нагрузку с учетом пульсации согласно СП 20.13330.

При расчете конструкции на устойчивость против прогрессирующего обрушения рассматривалась особая комбинация нагрузок, включающая расчетные значения постоянных, длительных нагрузок, а также длительную часть кратковременных нагрузок, при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1.0$.

Таблица IV.7.1 – Сбор нагрузки с перекрытия для расчета на устойчивость против прогрессирующего обрушения

Нагрузка	Толщина, м	Плотность, кг/м^3	Нормативное значение, кг/м^2	Доля длительности	Прикладываемая масса, кг/м^2
Собственный вес перекрытия	0,15	2500	375	1,0	375
Постоянная нагрузка	—	—	200	1,0	200
Нагрузка от перегородок	—	—	300	1,0	300
Полезная нагрузка	—	—	300	0,35	105
Итого			1175		980

IV.7.1.4 Особенности расчетной конечно-элементной модели и сценарий локальных разрушений

Расчетная модель сооружения выполнена из стержневых (основные несущие конструкции) и оболочечных конечных элементов (нагрузочные элементы). Модель насчитывала 36388 узлов и 61016 конечных элементов (см. рисунок IV.7.1).

Учет нагрузки действующей со стороны перекрытия на главные и второстепенные балки производится путем введения нагрузочных элементов с добавленной массой от длительной составляющей гравитационных нагрузок.

В качестве основного материала конструкции сооружения принята сталь С390 с нормативными характеристиками (см. рисунок IV.7.5):

- предел текучести – 390 МПа;
- временное сопротивление – 540 МПа;
- предельная деформация разрыва – 19%.

Для стержневых элементов принята диаграмма деформирования с инженерными напряжениями и деформациями. Для учета работы стали под нагрузкой использовалась модель, реализующая ассоциативный закон течения с кинематическим упрочнением.

Упрочнение материала при различных скоростях деформирования в запас не учитывалось.

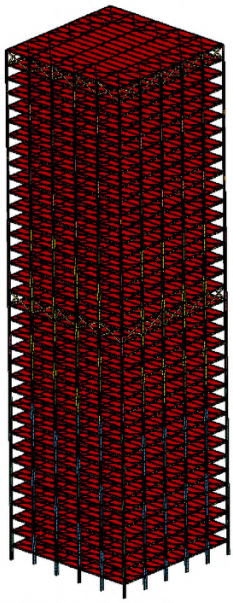


Рисунок IV.7.1 – Общий вид на расчетную модель

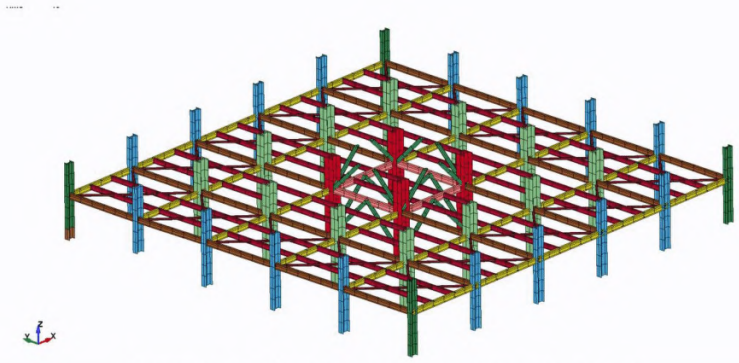


Рисунок IV.7.2 – Участок типового перекрытия

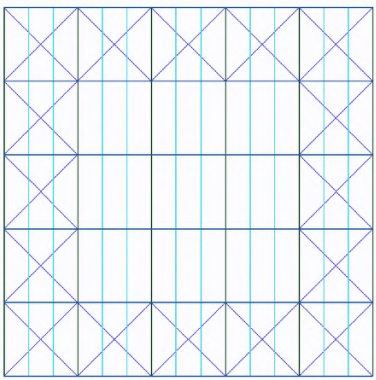


Рисунок IV.7.3 – Общий вид на план перекрытия

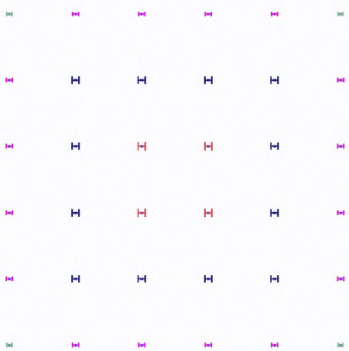


Рисунок IV.7.4 – Общий план расположения колонн

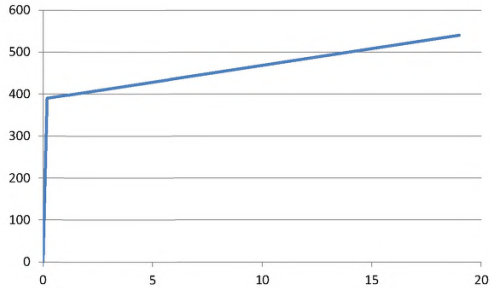


Рисунок IV.7.5 – Диаграмма деформирования стали С390
(напряжения – МПа, деформации – проценты)

Начальные несовершенства введены в расчетную схему в виде погиби для стержневых элементов в размере $\Delta = R/20 + L/750$, где R — радиус инерции сечения относительно локальной оси, L — пролет элемента.

Нагружение модели производилось в три этапа:

1) Получение корректного квазистатического напряженно-деформированного состояния конструкции на момент времени перед отказом элемента. Приложение нагрузки производится линейно от 0 до 100% на протяжении 15 с (значение равно двум периодам собственных колебаний при первой частоте 0,133 Гц и 2 с стабилизации).

2) Удаление элемента. Производится за 0,01 с при основном периоде колебаний типовой колонны 0,1 с.

3) Расчет с удаленным элементом в динамической нелинейной постановке. Производится на протяжении 23 с.

Величина относительного демпфирования принята равной 2% от критического, как для стальных конструкций на сварных соединениях.

Решение задачи производится с помощью метода прямого интегрирования уравнений динамики в явной постановке. Максимальный шаг по времени устанавливается на основании критерия Куранта. Для данной задачи он составил 0.00011 с.

В качестве базового критерия отказа элемента рассматривались критерии достижения им предельных эквивалентных деформаций по Мизесу в 19% для стали С390.

В качестве критериев стабилизации приняты следующие:

- стабилизацию перемещений по всей системе после процесса динамического деформирования на значимом промежутке времени;
- стабилизация усилий в элементах;
- стабилизация пластических деформаций на уровне ниже критического.

В качестве базовых сценариев отказа конструктивных элементов, способных привести к прогрессирующему обрушению сооружения, приняты следующие:

1) отказ угловой колонны;
2) отказ фасадной колонны;
3) отказ наиболее нагруженной колонны.

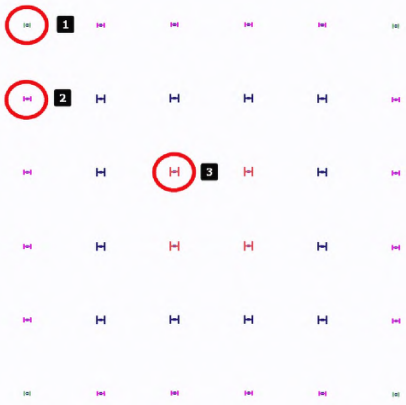


Рисунок IV.7.6 – Схема расположения удаляемых элементов (сценарии 1, 2 и 3)

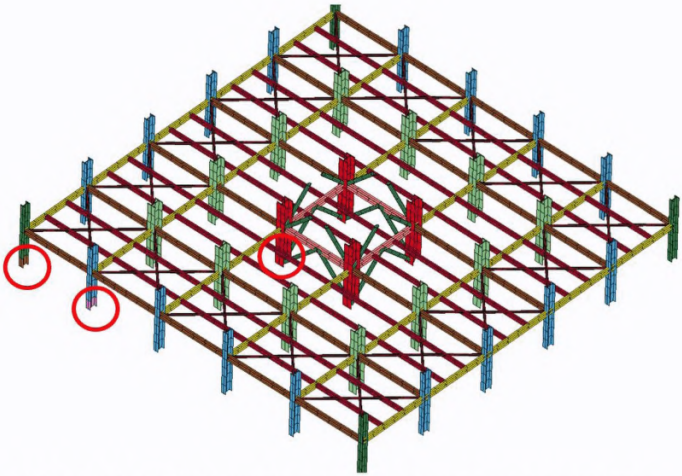


Рисунок IV.7.7. Схема расположения удаляемых элементов (сценарии 1, 2 и 3)

IV.7.2 Результаты расчета

IV.7.2.1А Этап квазистатического нагружения

С целью получения исходного напряженно-деформированного со-

стояния было произведено квазистатическое линейно возрастающее нагружение (от 0 до 100% от нагрузки) системы в интервале времени от 0 до 15 секунд с последующими 2 секундами, отведенными на стабилизацию остаточных динамических колебаний.

Расчетные перемещения, напряжения и деформации находятся в проектных значениях (рисунки IV.7.8, IV.7.9), а сама модель готова к удалению элемента с дальнейшим динамическим расчетом.

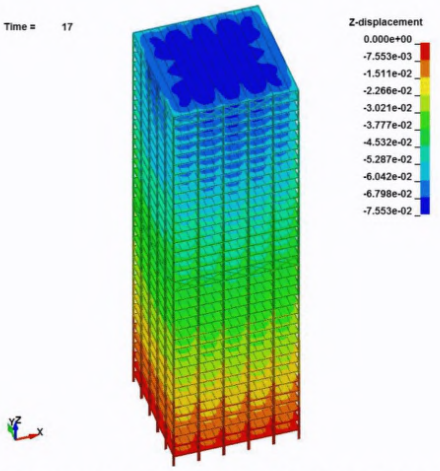


Рисунок IV.7.8 – Вертикальные перемещения на конец этапа квазистатического нагружения перед удалением колонны, м (макс. 75.5 мм)

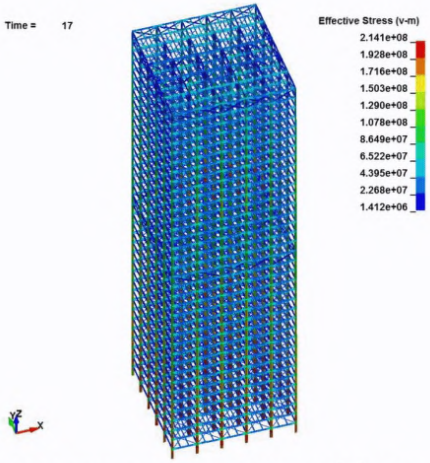


Рисунок IV.7.9 – Эквивалентные напряжения по Мизесу на конец этапа квазистатического нагружения перед удалением колонны, Па (макс. 214,1 МПа)

IV.7.2.2Б. Этап по первому сценарию (отказ угловой колонны)

В первом сценарии по устойчивости сооружения против прогресси-

рующего обрушения рассматривался случай удаления угловой колонны, провоцирующий работу вышележащих перекрытий по консольному принципу, догружая при этом ближайшие фасадные и внутренние колонны.

На основании проведенных расчетов для случая удаления угловой колонны получены результаты по устойчивости сооружения к данному типу воздействия (рисунки IV.7.10–IV.7.11).

После удаления элемента происходит резкая просадка участков перекрытий, расположенных выше удаляемой колонны, на величину порядка 55 мм со стабилизацией перемещений на уровне в 50 мм. Продольное усилие в колонне меняется с $7{,}2\times10^3$ кН до $10{,}0\times10^3$ кН в амплитуде, стабилизация на уровне $8{,}8\times10^3$ кН.

Для данного примера деформирование конструкций происходит в упругой зоне работы материалов. Перехода к пластическому деформированию и разрушению не наблюдается.

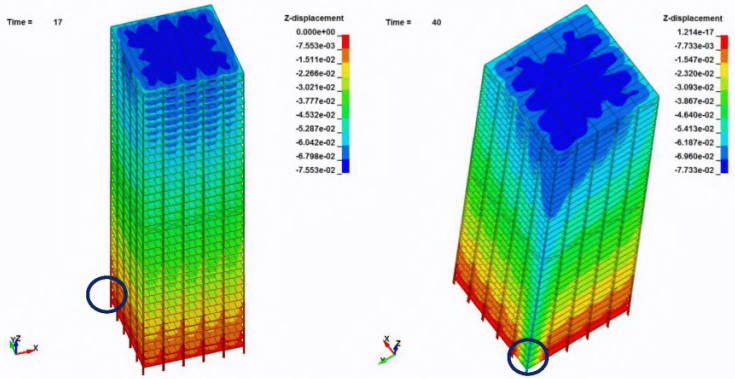


Рисунок IV.7.10 – Сценарий 1. Вертикальные перемещения, м (макс. 77,3 мм):
левый рисунок – до удаления элемента в момент времени 17 с, правый – после удаления в момент времени 40 с

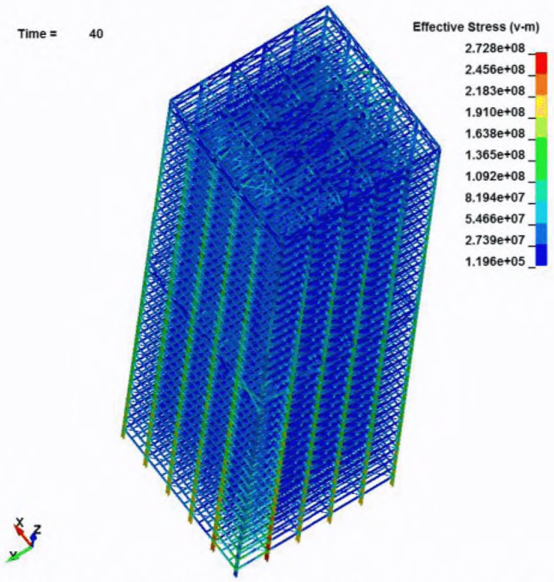


Рисунок IV.7.11 – Сценарий 1. Эквивалентные напряжения по Мизесу в момент времени 40 с, Па (макс. 272,1 МПа, для элемента показаны максимальные напряжения по сечению по всем точкам интегрирования)

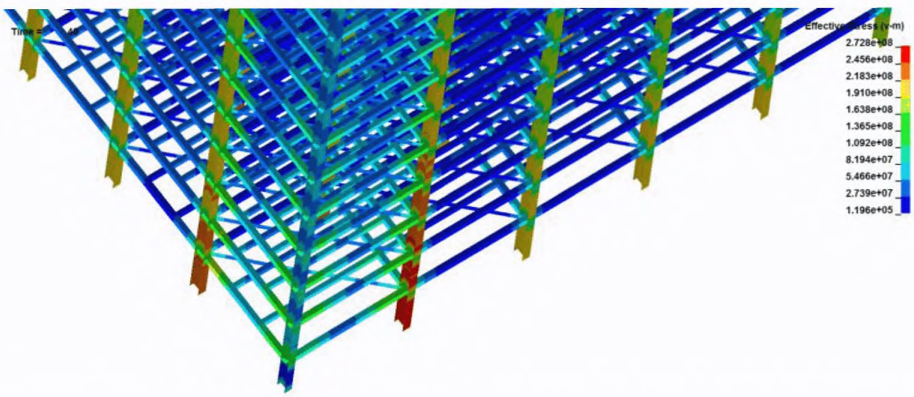


Рисунок IV.7.12 – Сценарий 1. Эквивалентные напряжения по Мизесу в элементах нижних этажей в момент времени 40 с, Па (макс. 272.8 МПа, для элемента показаны максимальные напряжения по сечению по всем точкам интегрирования)

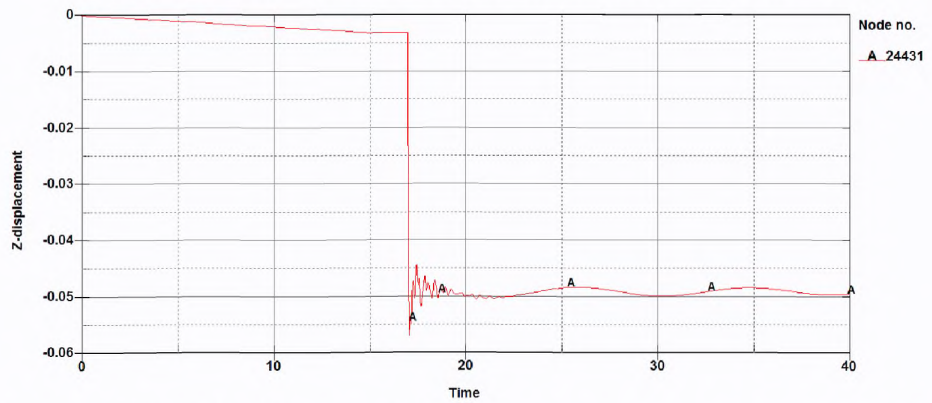


Рисунок IV.7.13 – Сценарий 1. Вертикальные перемещения узла над колонной во времени, м (макс. 57.5 мм)

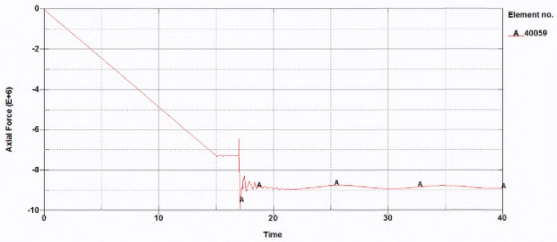


Рисунок IV.7.14 – Сценарий 1. Продольное усилие в соседней колонне во времени (с), Н (макс. $10{,}0\times10^3$ кН)

IV.7.2.3В Этап по второму сценарию (отказ фасадной колонны)

Второй сценарий расчета на устойчивость против прогрессирующего обрушения основан на удалении фасадной колонны, ближайшей к угловой колонне. При удалении колонны сооружение деформируется, догружая соседние колонны и фермы, установленные в качестве мероприятий от прогрессирующего обрушения (рисунки IV.7.15–IV.7.20).

После удаления колонны происходит просадка ячейки на 66,5 мм со стабилизацией вертикальных перемещений в уровне верха удаленной колонны на значении в 56 мм.

Продольное усилие в соседней угловой колонне возрастает с $3{,}8\times10^3$ кН до $6{,}96\times10^3$ кН в амплитуде со стабилизацией на уровне $5{,}6\times10^3$ кН. В верхнем узле сопряжения колонны с перекрытием наблюдается развитие зон пластических деформаций не превышающих 0,15%.

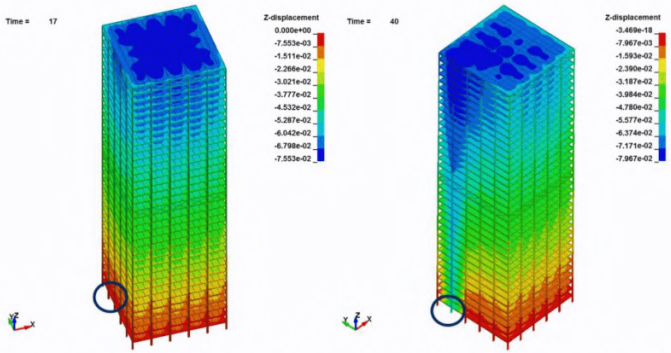


Рисунок IV.7.15 – Сценарий 2. Вертикальные перемещения, м (макс. 79.7 мм). Левый рисунок — до удаления элемента в момент времени 17 с, правый — после удаления в момент времени 40 с

На основании проведенных расчетов для случая удаления фасадной колонны получены результаты по устойчивости сооружения к данному типу воздействия.

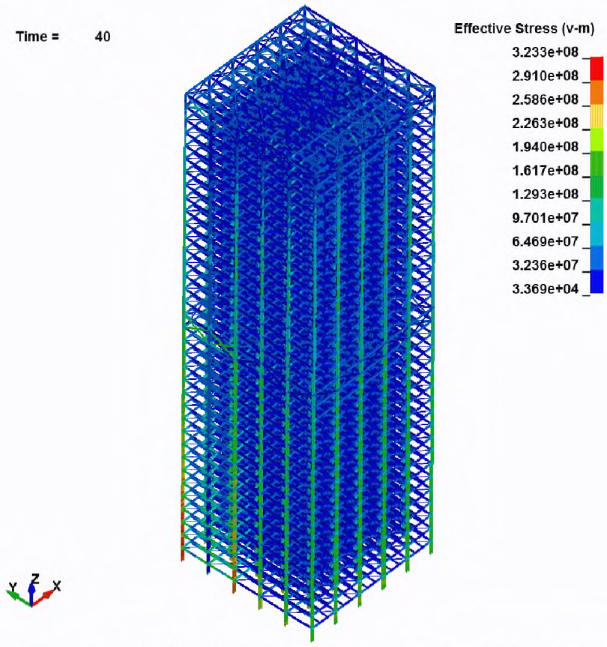


Рисунок IV.7.16 – Сценарий 2. Эквивалентные напряжения по Мизесу в момент времени 40 с, Па (макс. 339.9 МПа, для элемента показаны максимальные напряжения по сечению по всем точкам интегрирования)

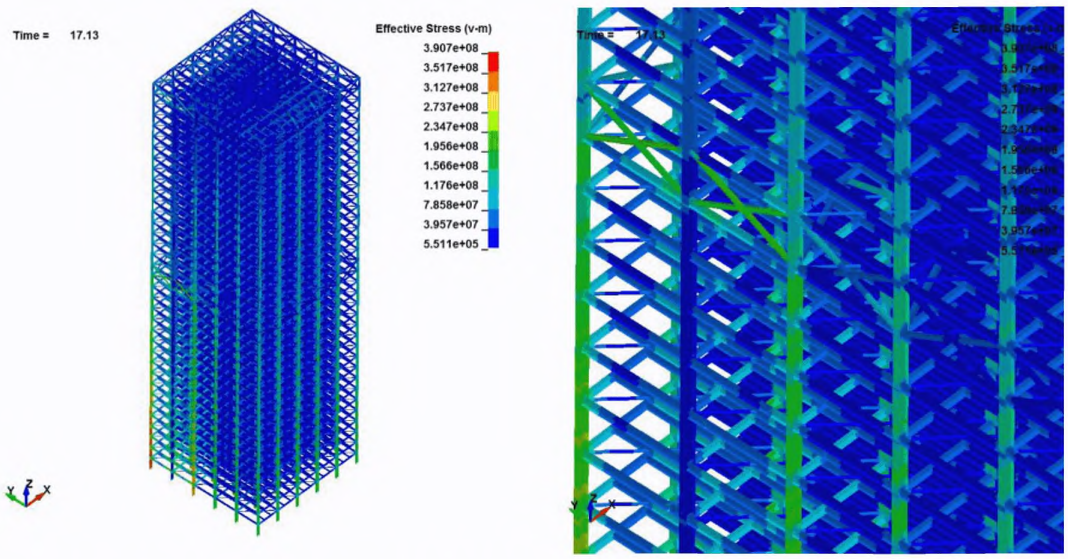


Рисунок IV.7.17 – Сценарий 2. Эквивалентные напряжения по Мизесу в момент времени 17,13 с, Па (макс. 390,7 МПа, для элемента показаны максимальные напряжения по сечению по всем точкам интегрирования); слева — общий вид, справа — вид на связи в уровне 18-го этажа

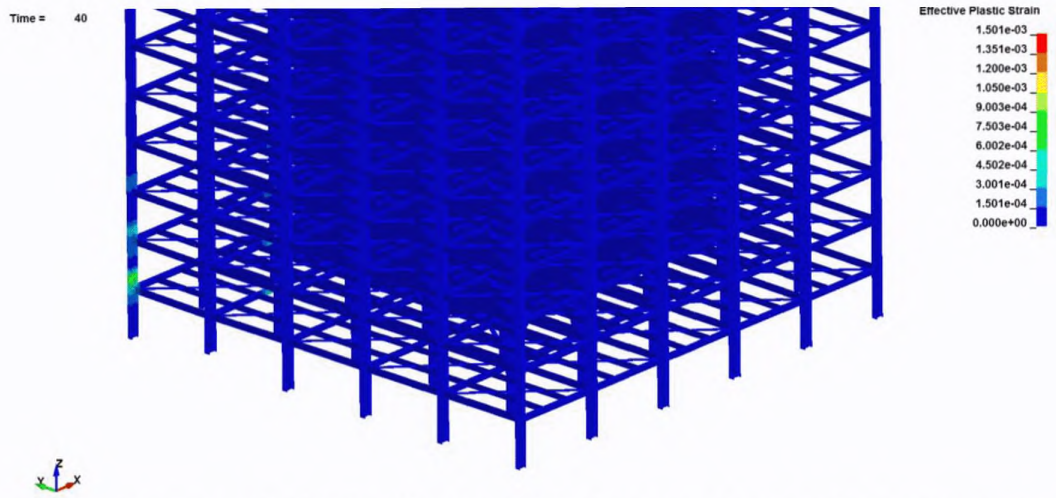


Рисунок IV.7.18 – Сценарий 2. Пластические деформации по Мизесу в момент времени 40 с (макс. 0.15%, для элемента показаны максимальные деформации по сечению по всем точкам интегрирования)

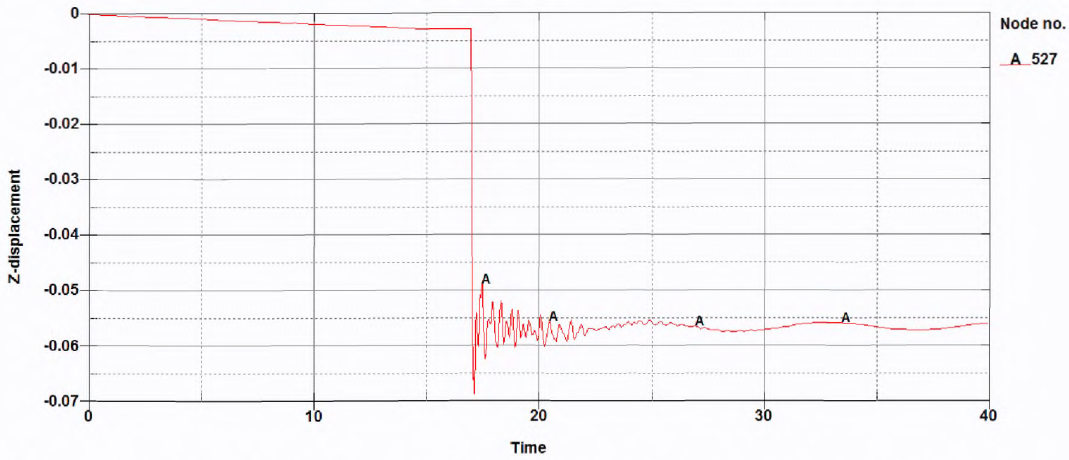


Рисунок IV.7.19 – Сценарий 2. Вертикальные перемещения узла над колонной во времени, м и с (макс. 69 мм)

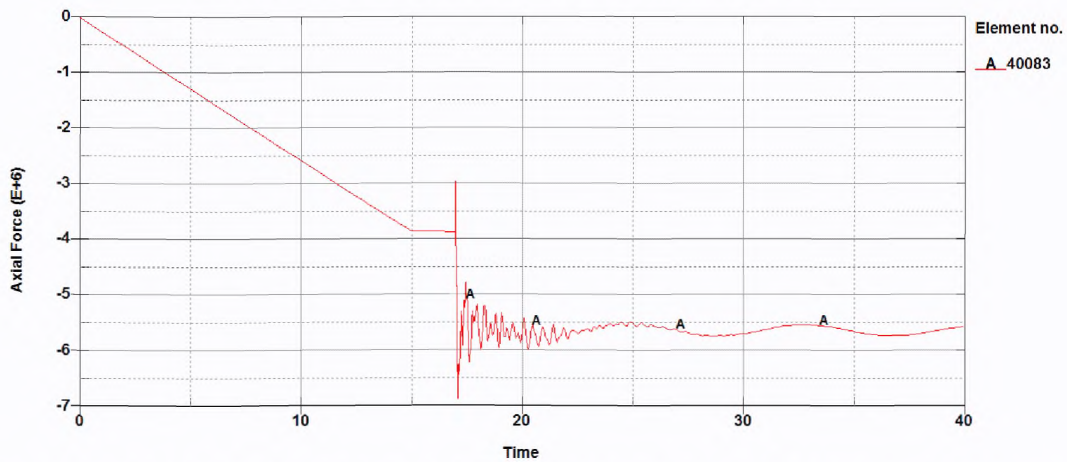


Рисунок IV.7.20 – Сценарий 2. Продольное усилие в соседней колонне во времени, Н и с (макс. $6{,}96\times10^3$ кН)

IV.7.2.4 Г. Этап по третьему сценарию (отказ наиболее нагруженной колонны)

Третий сценарий расчета на устойчивость против прогрессирующего обрушения основан на отказе наиболее нагруженной колонны внутри сооружения.

После удаления элемента ячейка перекрытий прогибается на 15 мм в упругой зоне с последующим пластическим деформированием и увеличением амплитуды перемещений до 29 мм, со стабилизацией на уровне 25 мм.

В прилегающей к колонне в верхнем узле балке наблюдается развитие зон пластических деформаций, не превышающих 0,00295%.

Продольное усилие в ближайшей наиболее нагруженной колонне изменяется с $13{,}8\times10^3$ кН до $19{,}8\times10^3$ кН в амплитуде, стабилизация на уровне $18{,}7\times10^3$ кН.

На основании проведенных расчетов для случая удаления наиболее нагруженной колонны получены результаты по устойчивости сооружения (рисунок IV.7.21–IV.7.27).

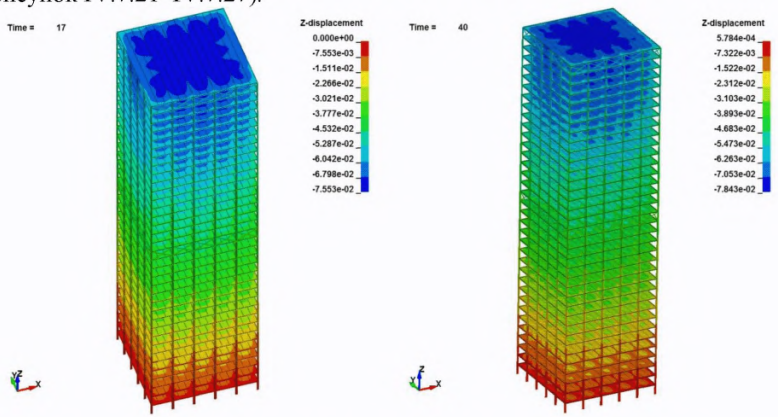


Рисунок IV.7.21 – Сценарий 3. Вертикальные перемещения, м (макс. 78,4 мм); слева – до удаления элемента в момент времени 17 с, справа – после удаления в момент времени 40 с

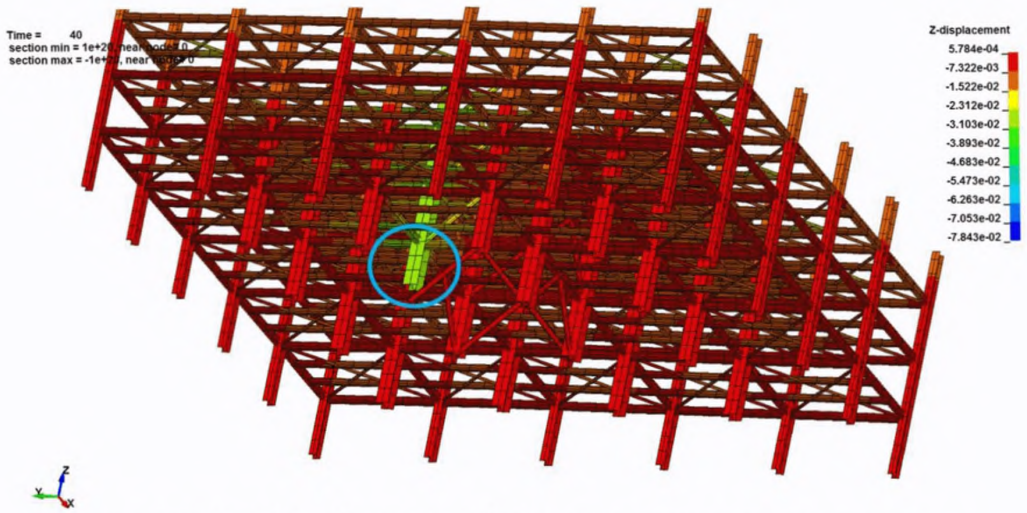


Рисунок IV.7.22 – Сценарий 3. Вертикальные перемещения, м (макс. 78,4 мм). Момент времени 40 с

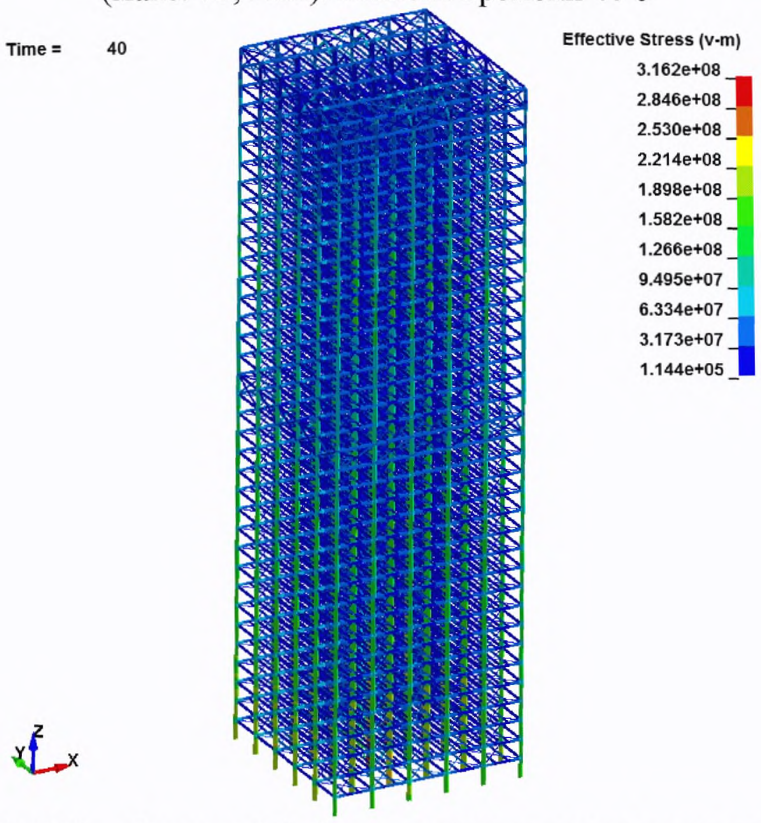


Рисунок IV.7.23 – Сценарий 3. Эквивалентные напряжения по Мизесу в момент времени 40 с, Па (макс. 316,2 МПа, для элемента показаны максимальные напряжения по сечению по всем точкам интегрирования)

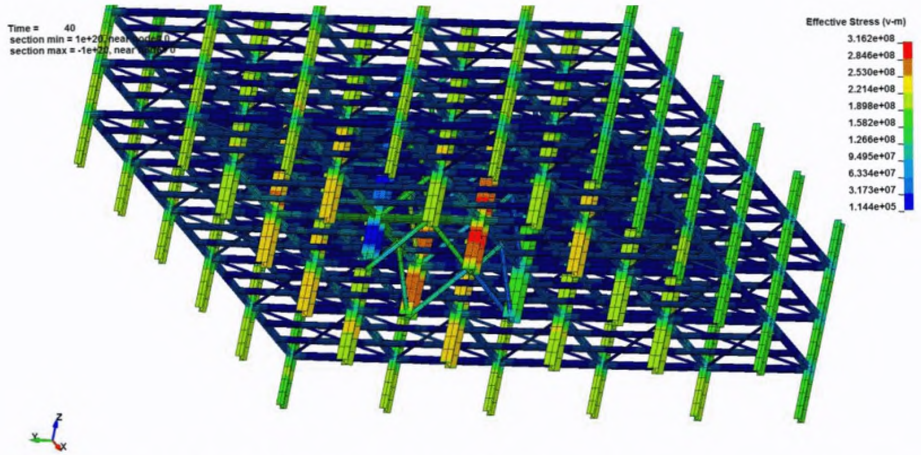


Рисунок IV.7.24 – Сценарий 3. Эквивалентные напряжения по Мизесу в момент времени 40 с, Па (макс. 316,2 МПа, для элемента показаны максимальные напряжения по сечению по всем точкам интегрирования)

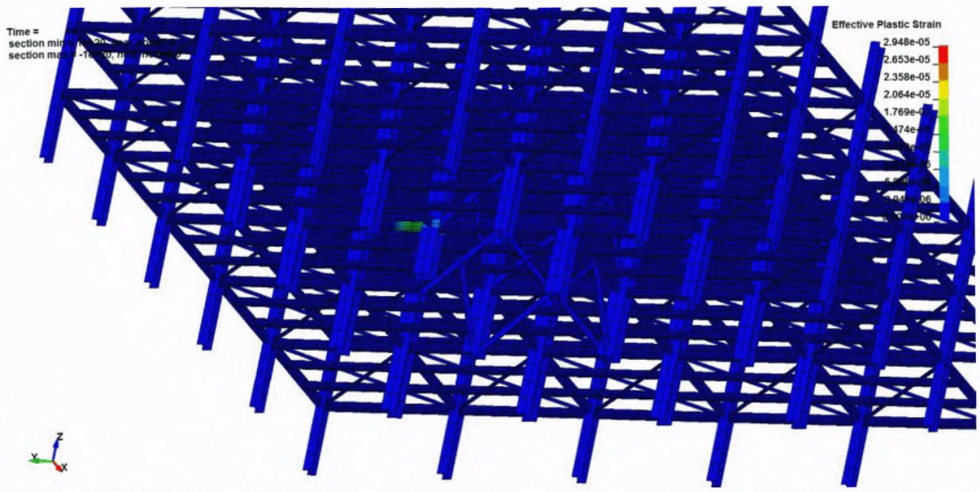


Рисунок IV.7.25 – Сценарий 3. Пластические деформации по Мизесу в момент времени 40 с (макс. $2{,}95\times10^{-3}$ %, для элемента показаны максимальные деформации по сечению)

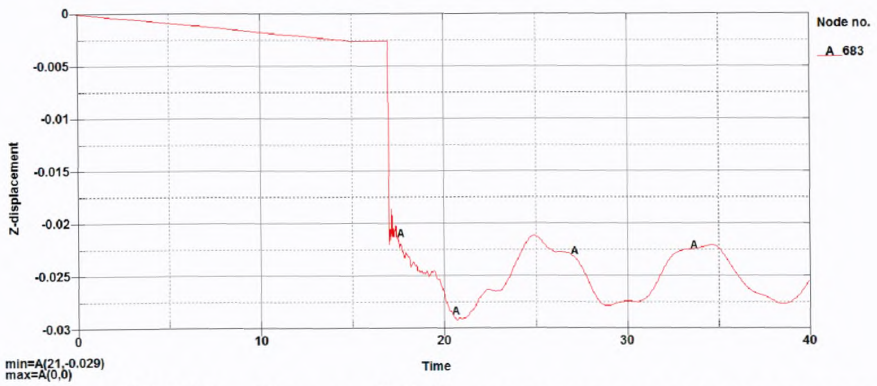


Рисунок IV.7.26 – Сценарий 3. Вертикальные перемещения узла над колонной во времени, м и с (макс. 29 мм)

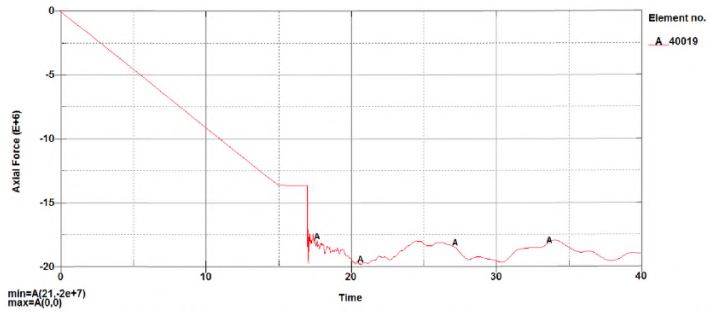


Рисунок IV.7.27 – Сценарий 3. Продольное усилие в соседней колонне во времени, Н и с (макс. $19{,}8\times10^3$ кН)

Вывод. Рассмотренная конструктивная схема высотного здания для выбранных представительных сценариев инициирующего локального разрушения показала устойчивость против прогрессирующего обрушения по всем принятым критериям.

IV.8 Расчет стального покрытия большепролетного сооружения в динамической нелинейной постановке

IV.8.1 Общие замечания к алгоритму расчета

Данный пример расчетного анализа большепролетной металлической конструкции покрытия приводится для иллюстрации «предельных» по сложности ситуаций, когда инициирующее локальное разрушение может приводить к отказу ограниченного числа несущих элементов в «зоне влияния», но не приводит к прогрессирующему обрушению всей или значимой части покрытия.

Очевидно, что реализовать столь сложный сценарий можно только с применением самых современных методик численного моделирования с учетом значимых видов физической, геометрической, структурной нелинейностей в динамической постановке.

Расчет на устойчивость большепролетного сооружения против прогрессирующего обрушения производится в динамической нелинейной постановке на временной области.

В качестве базовой методики будем использовать подход, представленный в разделе II.6. Расчет конструкции будет проводиться по методу конечных элементов с прямым интегрированием уравнений динамики во времени по неявной схеме (метод Ньюмарка).

Динамическая задача разбивается на три этапа:

1) получение корректного квазистатического напряженно-деформированного состояния конструкции на момент времени перед отказом элемента;

2) удаление конечного элемента участка колонны;

3) расчет конструкции с удаленным элементом в динамической нелинейной постановке.

С целью проведения расчетных исследований конструкций покрытия на прогрессирующее обрушение сформулированы расчетные предпосылки и сценарии инициирующих воздействий.

Расчетные предпосылки:

- расчет на прогрессирующее обрушение покрытия производится в геометрически, физически и структурно нелинейной постановке;
- развитие процесса рассматривается во временной области методом прямого интегрирования уравнений динамики по неявной схеме;
- влияние скоростей деформирования на предельную несущую способность элементов в запас не учитывается;
- нагружение модели производится в три этапа: квазистатический (получение напряженно-деформированного состояния рабочей модели), удаление элемента и этап динамического расчета колебаний системы;
- удаление элемента производится за 0,01 с;
- относительное демпфирование конструкции покрытия принимается 5%.

IV.8.2 Общие сведения о конструктивном решении

Покрытие стадиона в плане круглое, диаметром 290,0 м, представляет собой радиально-кольцевую стержневую оболочку, запроектировано единым температурным блоком без устройства деформационных швов, может быть условно разделено на две зоны: покрытие над трибунами и покрытие над фойе (см. рисунок IV.8.1).

Основные несущие элементы покрытия над трибунами – 44 радиальные треугольные консольные фермы, 3 плоские кольцевые фермы и внешнее опорное кольцо.

Радиальные консольные фермы запроектированы плоскими решетчатыми из стальных сварных двутавров, ориентированных из плоскости ферм (Н-образное сечение) и решетки из сварных двутавров. Высота конструкции на кольцевой ферме 14,5 м, вылет радиальных ферм-консолей 60,29 м.

Фермы-консоли опираются на железобетонные колонны, установленные по эллипсу 206,7×243,8 м, жестко защемленные в фундаменте, и объединяются между собой внешним опорным кольцом, выполненным из сварного двутаврового сечения с обрамлением кромок поясов. Опирание ферм на колонны – шарнирно-неподвижное, передача вертикальных и горизонтальных усилий осуществляется при помощи шаровых сегментных опорных частей заводского изготовления. Опирание внешнего опорного кольца на фермы – жесткое.

Кольцевые фермы обеспечивают пространственную работу покрытия. Каждый сегмент кольцевых ферм покрытия есть плоская ферма с поясами и решеткой из сварных двутавров. Две внутренние кольцевые фермы, совместно с элементами радиальных ферм, горизонтальных связей и

внутренней окаймляющей балкой покрытия образуют единую пространственную конструкцию внутреннего опорного кольца.

В уровне верхних поясов радиальных ферм предусмотрена система горизонтальных связей и распорок, обеспечивающих раскрепление поясов ферм и пространственную работу покрытия в целом.

В качестве основных материалов конструкций покрытия используются стали С390 (сварные профили) и С345 (фасонные квадратные трубы).

IV.8.3 Нагрузки и воздействия

Основные нагрузки на сооружение включали:

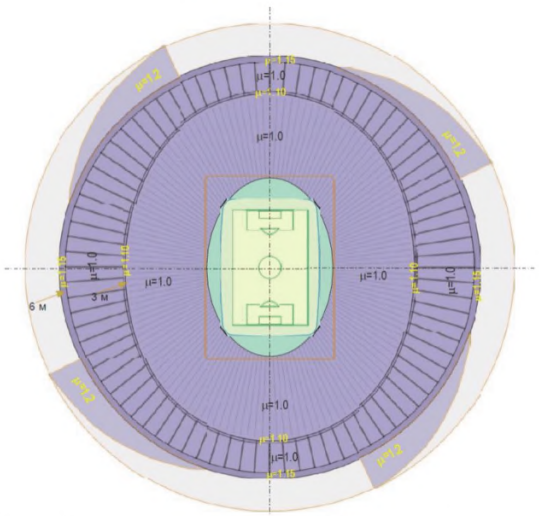
— постоянную нагрузку от собственного веса (учитывалась автоматически по плотности);

— постоянную нагрузку;

— технологическую нагрузку;

— снеговую нагрузку (согласно СТУ рисунок IV.8.1);

— ветровую нагрузку (согласно СТУ).


μ=1.0
μ=1.0
μ=1.0

и 1.15 в зоне компрессионных и фасадных балок.

IV.8.4 Особенности расчетной конечно-элементной модели сооружения и сценарий локальных разрушений

Расчетная конечно элементная модель сооружения выполнена из стержневых (основные несущие конструкции) и оболочечных элементов (нагрузочные элементы). Модель насчитывала 38912 узлов и 60408 конечных элементов (рисунки IV.8.2, IV.8.3).

В качестве основных материалов конструкций покрытия используются стали С390 (сварные профили) и С345 (фасонные квадратные трубы). Для стержневых элементов принята диаграмма деформирования с инженерными напряжениями и деформациями.

Для стержневых элементов принята диаграмма деформирования с инженерными напряжениями и деформациями. Для учета работы стали под нагрузкой использовалась модель, реализующая ассоциативный закон течения с кинематическим упрочнением.

Упрочнение материала при различных скоростях деформирования в запас не учитывалось.

Начальные несовершенства введены в расчетную схему в виде погиби для стержневых элементов в размере $\Delta = R/20 + L/750$, где R – радиус инерции сечения относительно локальной оси, L – пролет элемента.

Нагружение модели производилось в три этапа.

1) Приложение нагрузки производится линейно от 0 до 100% на протяжении условной 1 секунды в статической постановке, не учитывающей динамические эффекты.

2) Удаление элемента. Производится за 0,01 секунды при основном периоде колебаний типового элемента 0,1 секунды.

3) Расчет с удаленным элементом в динамической нелинейной постановке. Относительное демпфирование конструкции покрытия принимается 5%.

В качестве базового критерия отказа элемента рассматривались критерии достижения им предельных эквивалентных деформаций по Мизесу в 19% для стали С390 и 20% – для стали С345 (рисунок IV.8.5).

В качестве критериев стабилизации приняты следующие:

- стабилизацию перемещений по всей системе после процесса динамического деформирования на значимом промежутке времени;
- стабилизация усилий в элементах;
- стабилизация пластических деформаций на уровне ниже критического.

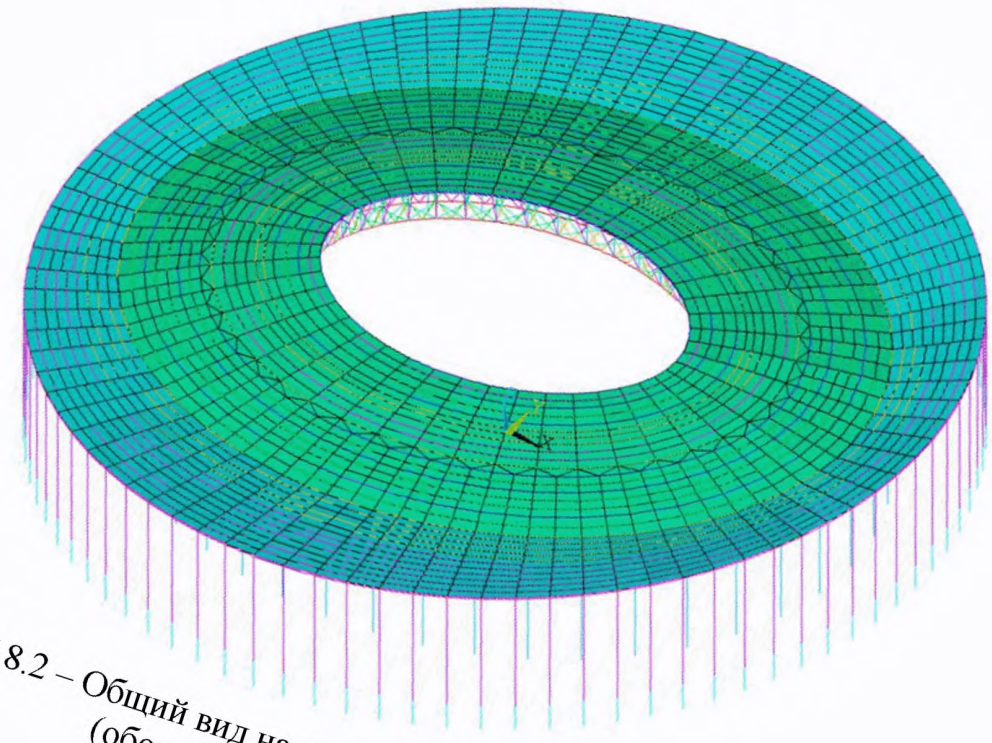


Рисунок IV.8.2 – Общий вид на расчетную модель покрытия с колоннами (оболочки – нагрузочные элементы)

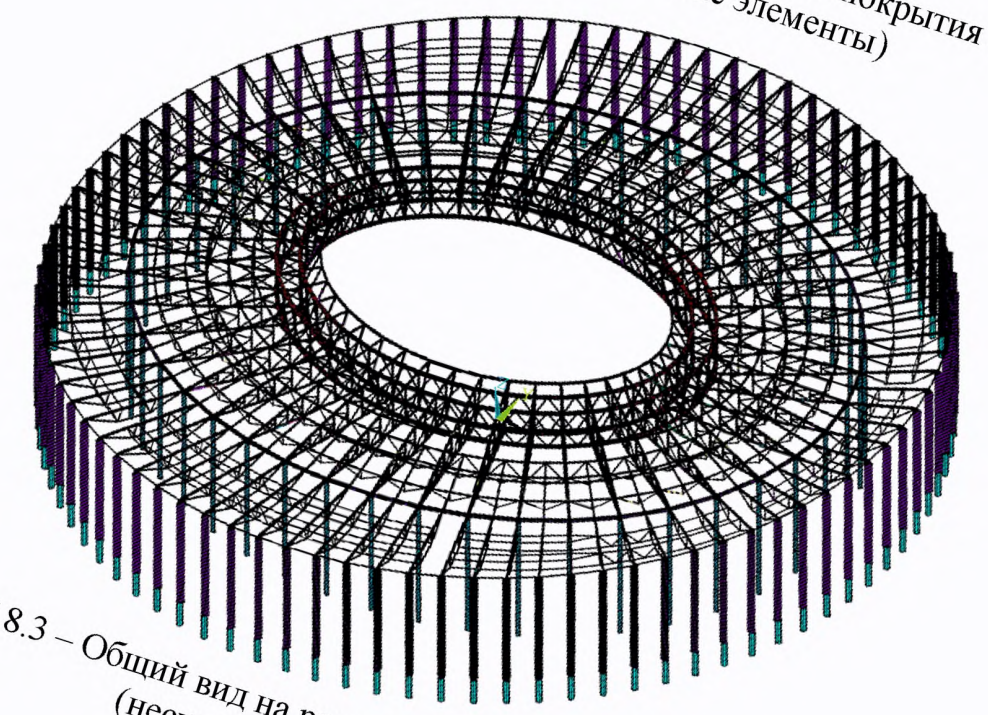


Рисунок IV.8.3 – Общий вид на расчетную модель покрытия с колоннами (несущие стержневые элементы)

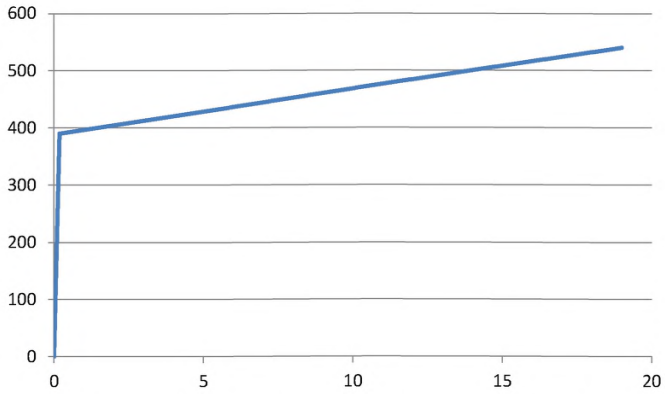


Рисунок IV.8.4 – Диаграмма деформирования стали С390 (напряжения — МПа, деформации — проценты)

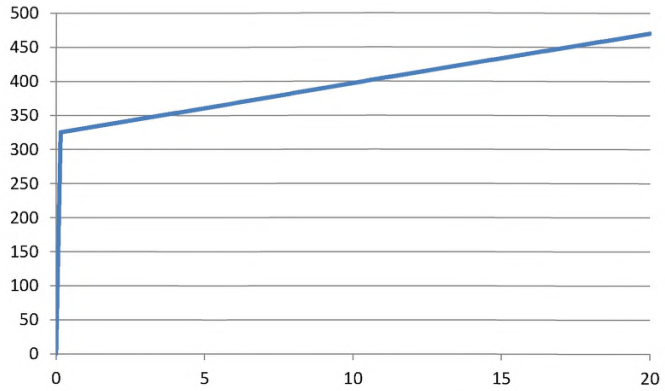


Рисунок IV.8.5 – Диаграмма деформирования стали С345 (напряжения — МПа, деформации — проценты)

В качестве базовых сценариев отказа конструктивных элементов, способных привести к прогрессирующему обрушению конструкций покрытия, приняты следующие, приуроченные к наиболее напряженным элементам конструкции покрытия (рисунки IV.8.6, IV.8.7):

- отказ элемента верхнего пояса фермы;
- отказ элемента нижнего пояса фермы.

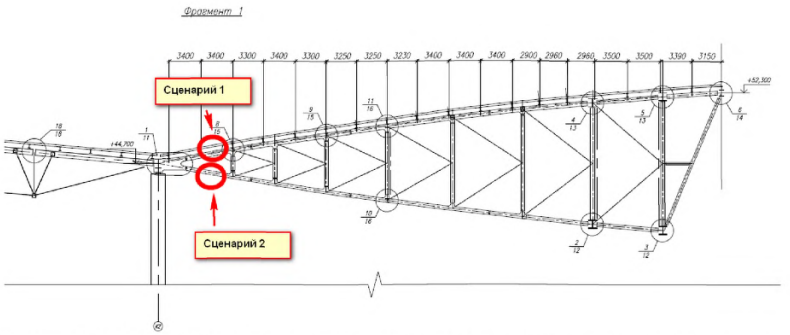


Рисунок IV.8.6 – Локация расположения разрушенных элементов по двум сценариям

IV.8.5 Результаты расчета

IV.8.5.1А. Этап по первому сценарию (отказ элемента верхнего пояса радиальной фермы)

В первом сценарии расчета большепролетного покрытия на устойчивость против прогрессирующего обрушения рассматривается вариант отказа наиболее напряженного элемента верхнего пояса радиальной фермы.

В результате проведенного расчета выявлено перераспределение усилий по смежным элементам системы, примыкающим к верхнему поясу основных ферм. Несколько элементов верхнего пояса и стойки прилегающих ферм теряют устойчивость с последующим развитием значимых пластических деформаций в закритической области, достигающих 19% (соответствуют временному сопротивлению на диаграмме деформирования). Такие элементы были исключены из работы с продолжением расчета без них. Список элементов представлен в таблице IV.8.1 и на рисунке IV.8.9.

После инициирующего отказа элемента фермы происходит просадка покрытия на 42,5 мм в амплитуде, достигая величину вертикальных перемещений в 57,5 мм с последующей стабилизацией на уровне 47,5 мм (рисунок IV.8.8).

Значительные изменения происходят в напряженно-деформированном состоянии нижнего пояса фермы с удаленным элементом. Вместо растяжения с 7100 кН в элементе возникает сжатие в амплитуде в 780 кН с возвращением в растянутое состояние со стабилизированным значением продольной силы около 400 кН.

По результатам расчетов система в процессе счета стабилизируется — прогрессирующего обрушения не происходит (рисунки IV.8.10–IV.8.15).

Таблица IV.8.1 – Список элементов, теряющих несущую способность, момент времени их отказа

№ пп.	Элемент	Время*, с
1	26925, 26927 (слева/справа от фермы К1)	1,1064
2	27332	1,2002
3	37670	1,2024
4	36060	1,2155

* – временной промежуток включает 1,0 с квазистатического нагружения

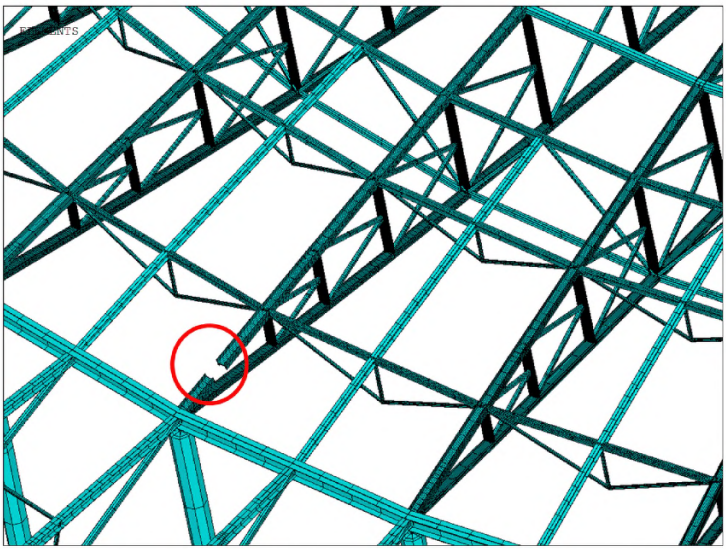


Рисунок IV.8.7 – Сценарий 1. Схема расположения удаляемого элемента

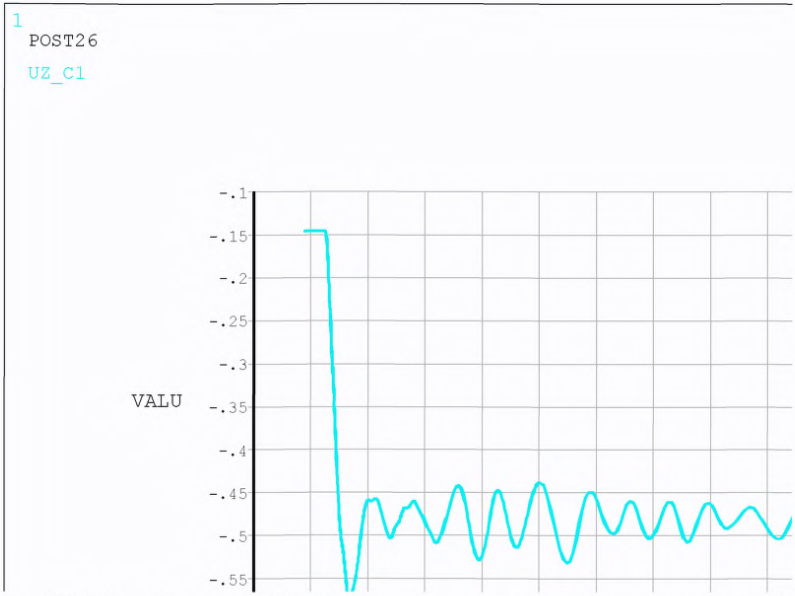


Рисунок IV.8.8 – Сценарий 1. Вертикальные перемещения в зоне удаляемого элемента во времени, м (макс. 57,5 мм)

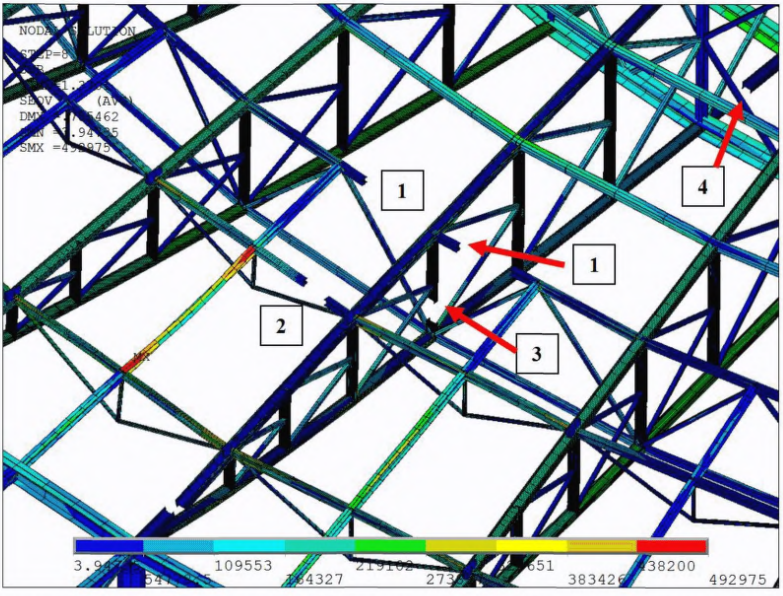


Рисунок IV.8.9 – Сценарий 1. Напряжения по Мизесу в зоне удаляемого элемента на момент времени 1,152 с, кПа (макс. 493 МПа). Промаркирована этапность исключения дополнительных элементов из схемы по таблице IV.8.1

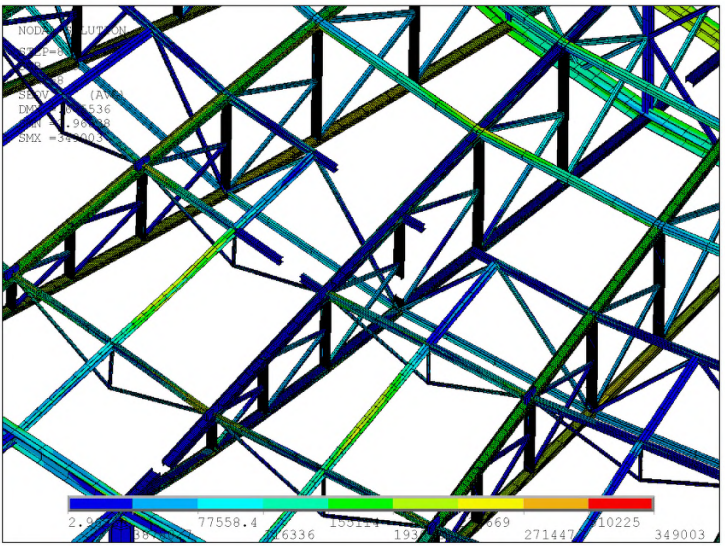


Рисунок IV.8.10 – Сценарий 1. Напряжения по Мизесу в зоне удаляемого элемента на момент времени 8,0 с, кПа (макс. 349 МПа)

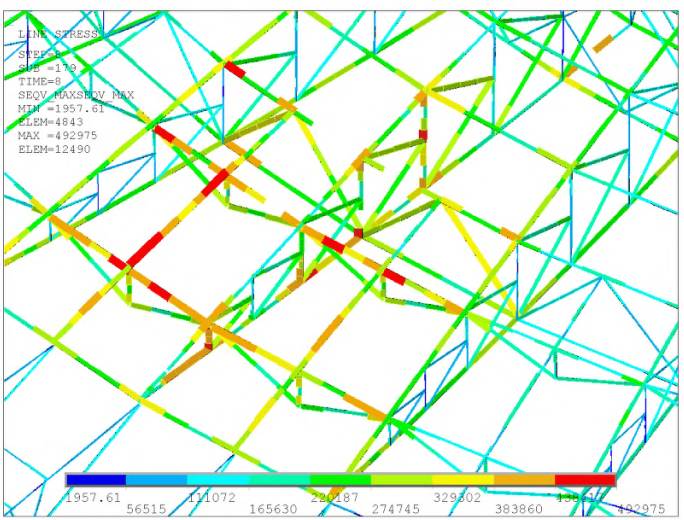


Рисунок IV.8.11 – Сценарий 1. Огибающая максимальных напряжений по Мизесу за все время, кПа (макс. 493 МПа)

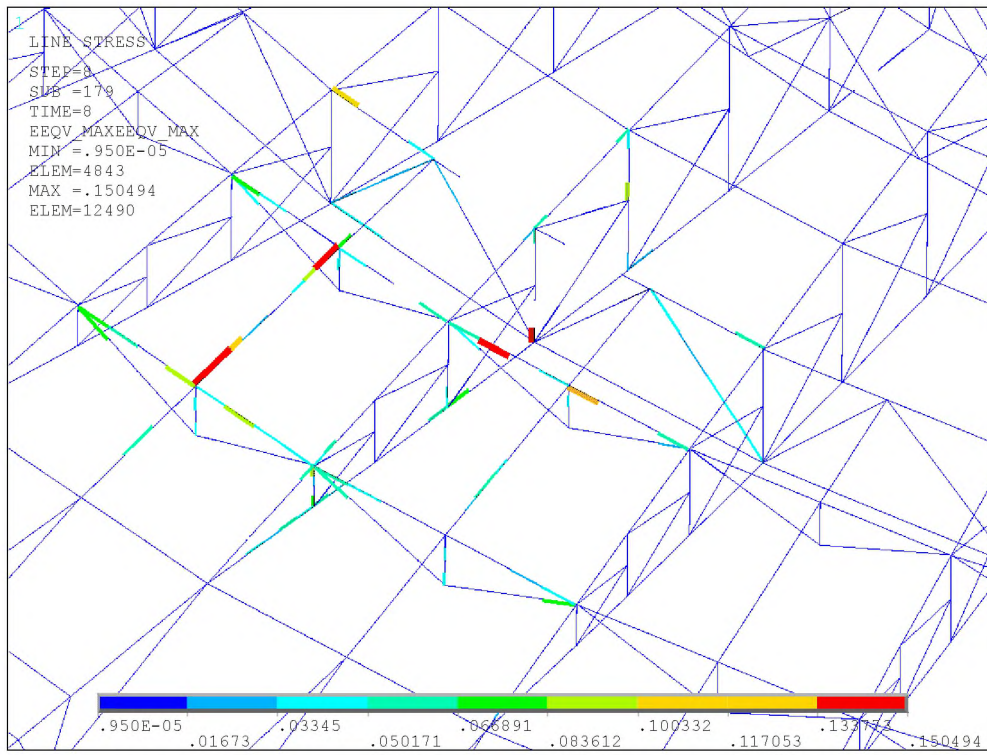


Рисунок IV.8.12 – Сценарий 1. Огибающая полных деформаций по Мизесу за все время (макс. 15%)

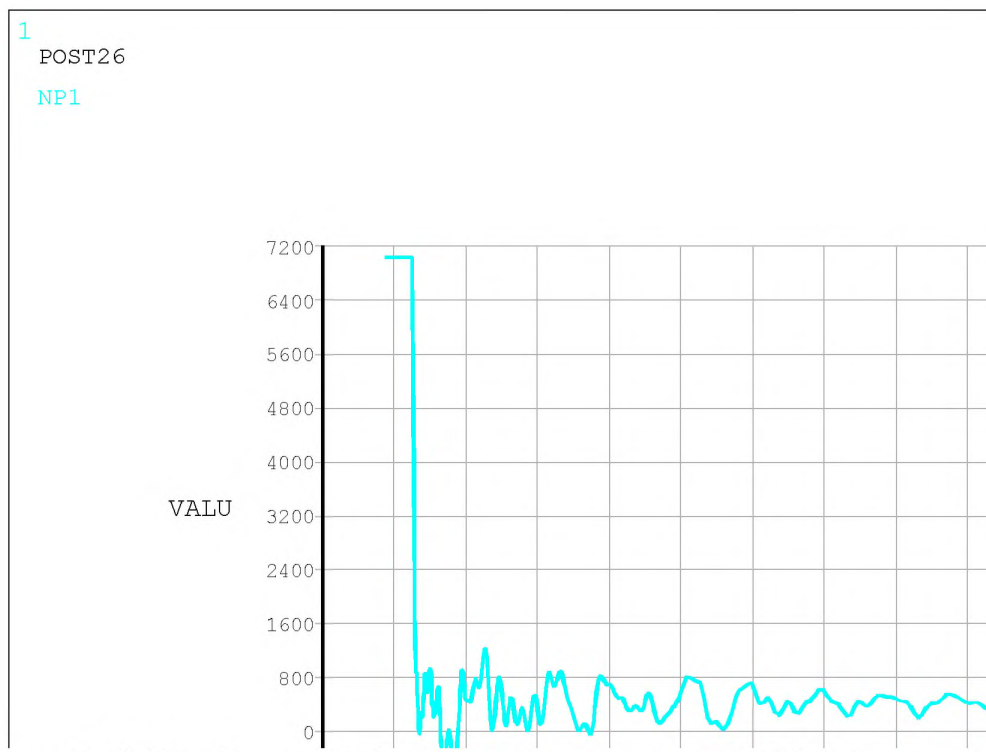


Рисунок IV.8.13 – Сценарий 1. Усилия в нижнем поясе НП1 фермы с удаленным элементом, кН (макс. 7100 кН, мин. –780 кН)

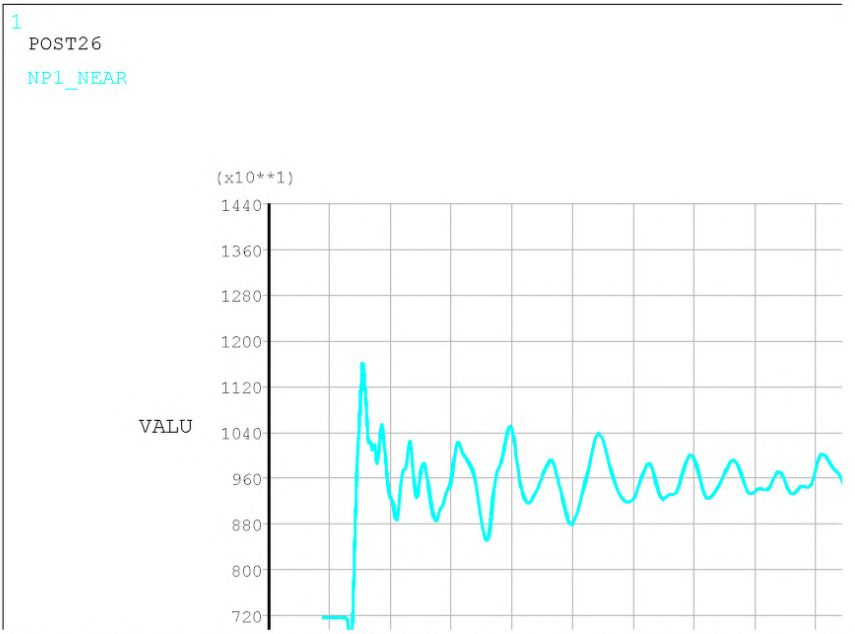


Рисунок IV.8.14 – Сценарий 1. Усилия в нижнем поясе НП1 соседней фермы, кН (макс. 1160 кН)

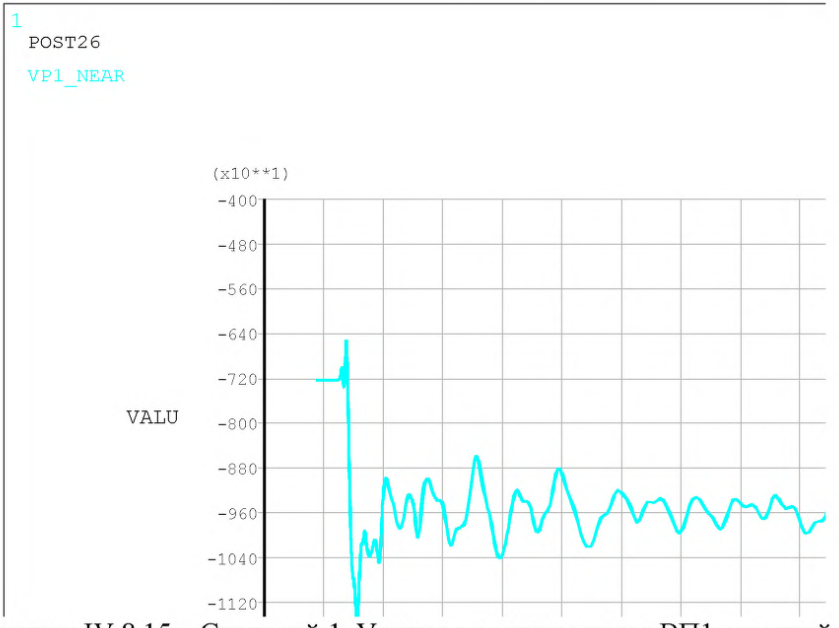


Рисунок IV.8.15 – Сценарий 1. Усилия в верхнем поясе ВП1 соседней фермы, кН (макс. –1150 кН)

IV.8.5.2Б Этап по второму сценарию (отказ наиболее напряженного элемента нижнего пояса фермы)

Во втором сценарии расчета большепролетного покрытия на устойчивость против прогрессирующего обрушения рассматривается отказ наиболее напряженного элемента нижнего пояса фермы (рисунок IV.8.16).

В результате проведенного расчета выявлено перераспределение усилий по смежным элементам системы, примыкающим к нижнему поясу основных ферм. Несколько элементов верхнего пояса и стойки прилегающих ферм теряют устойчивость с последующим развитием значимых пластических деформаций в закритической области, достигающих 19% (соответствуют временному сопротивлению на диаграмме деформирования). Такие элементы были исключены из работы с продолжением расчета без них. Список элементов представлен в таблице IV.8.2 и на рисунке IV.8.18.

После инициирующего отказа элемента происходит просадка локального участка конструкции на 37,5 мм, перемещения в амплитуде — 52.5 мм, стабилизированные перемещения — около 45 мм.

Изменение напряженно-деформированного состояния верхнего пояса аналогично нижнему поясу с одним отличием, что сжатие в амплитуде перемещений меняется со сжатия на растяжение с последующей стабилизацией в сжатии. Амплитудное растяжение — 780 кН, стабилизированное сжатие — около 400 кН.

По результатам расчетов система в процессе счета стабилизируется – прогрессирующего обрушения не происходит (рисунки IV.8.17–IV.8.23).

Таблица IV.8.2 – Список элементов, теряющих несущую способность, момент времени отказа

№, п.п.	Элемент	Время*, с
1	26924, 26928 (слева/справа от фермы К1)	1,1041
2	27333, 27336 (слева/справа от фермы К1)	1,1884
3	37670	1,1959
4	36060	1,2709

* – временной промежуток включает 1,0 с квазистатического нагружения

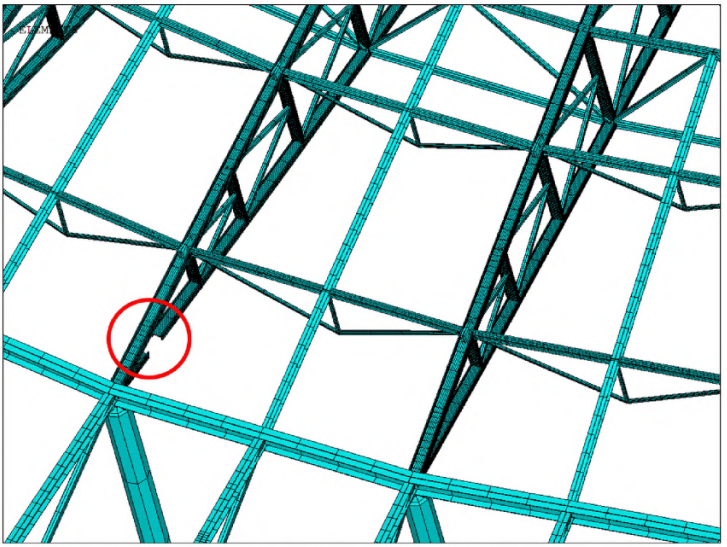


Рисунок IV.8.16 – Сценарий 2. Схема расположения удаляемого элемента

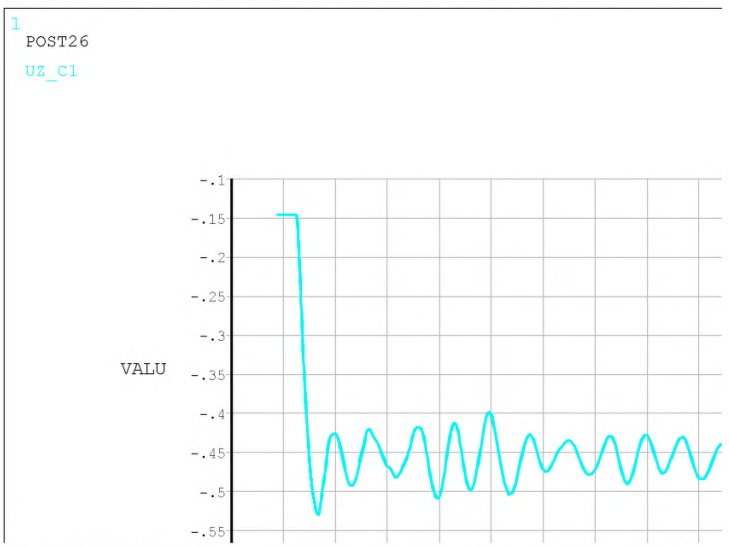


Рисунок IV.8.17 – Сценарий 2. Вертикальные перемещения в зоне удаляемого элемента во времени, м (макс. 52,5 мм)

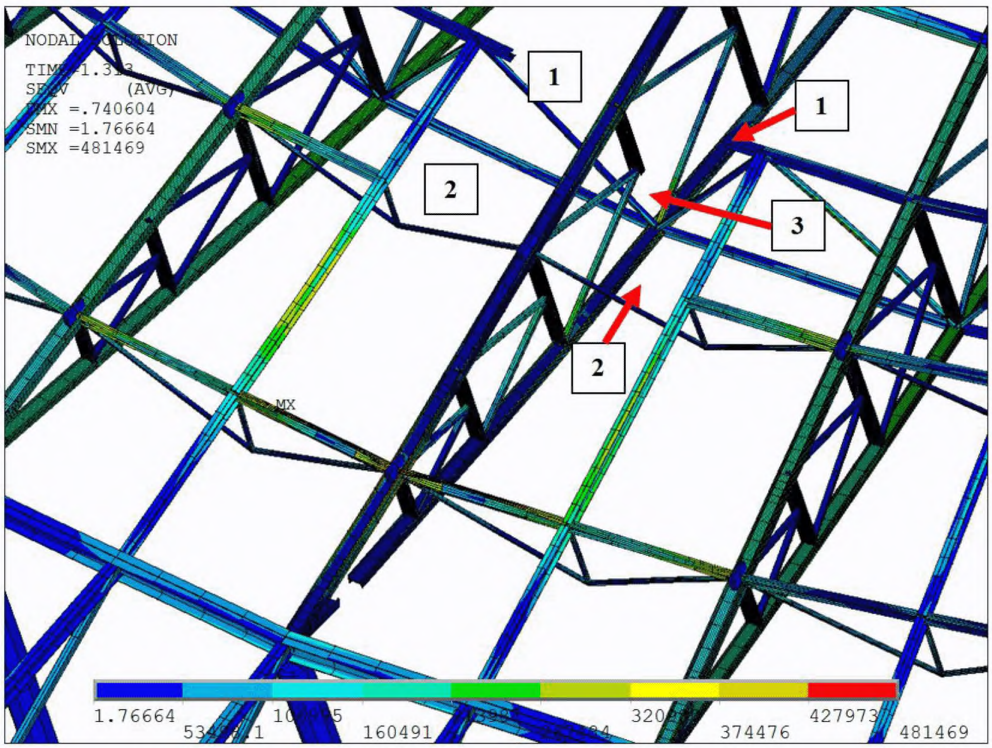


Рисунок IV.8.18 – Сценарий 2. Эквивалентные напряжения в зоне удаляемого элемента в момент времени 1,3130 с, кПа (макс. 481 МПа)

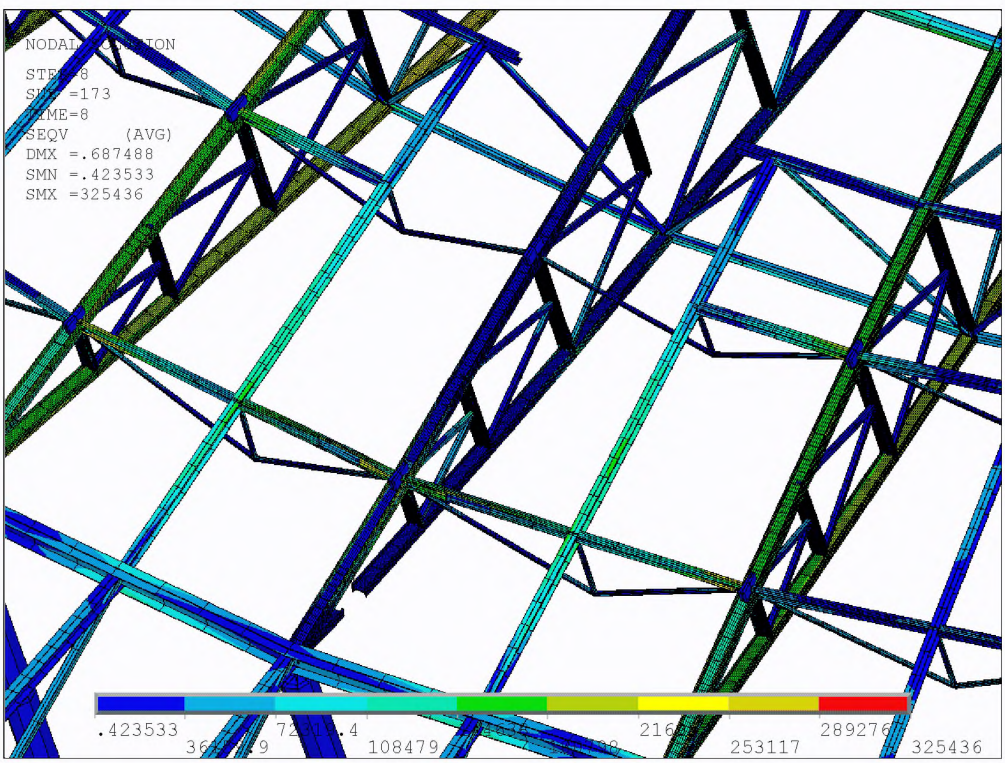


Рисунок IV.8.19 – Сценарий 2. Эквивалентные напряжения в зоне удаляемого элемента в момент времени 8,0 с, кПа (макс. 326 МПа)

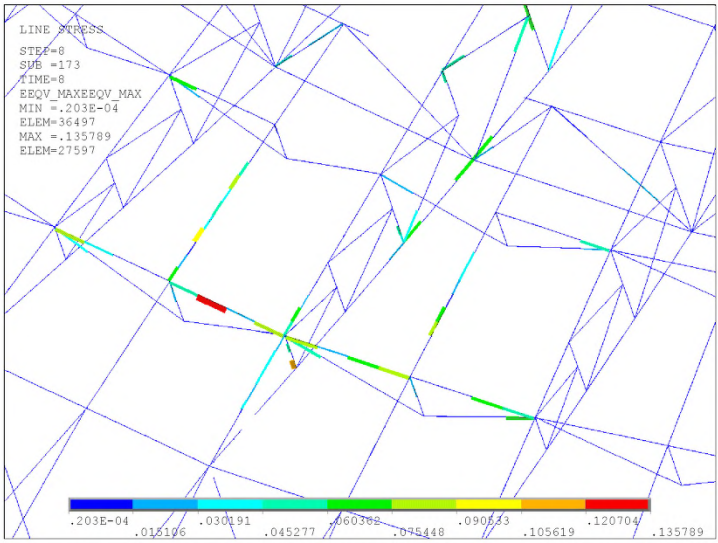


Рисунок IV.8.20 – Сценарий 2. Огибающая пластических деформаций по результатам расчетов

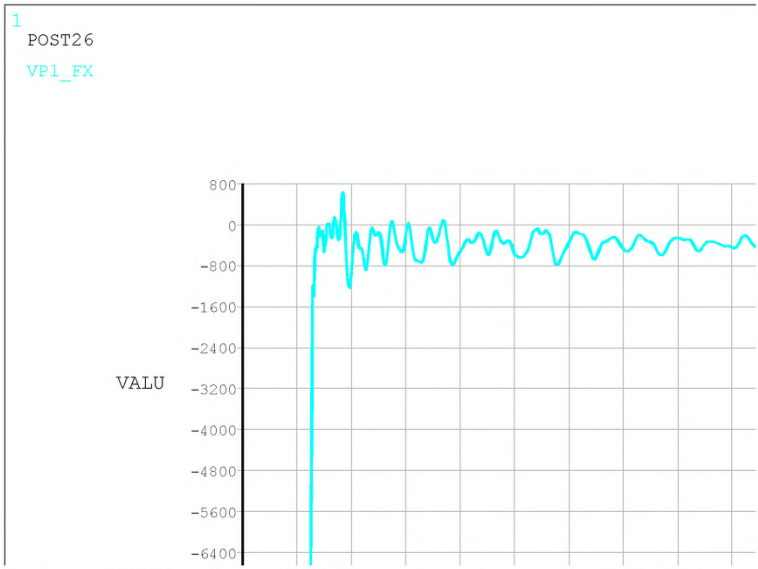


Рисунок IV.8.21 – Сценарий 2. Усилия в верхнем поясе ВП1 фермы с удаленным элементом, кН (мин. –7100 кН, макс. 780 кН)

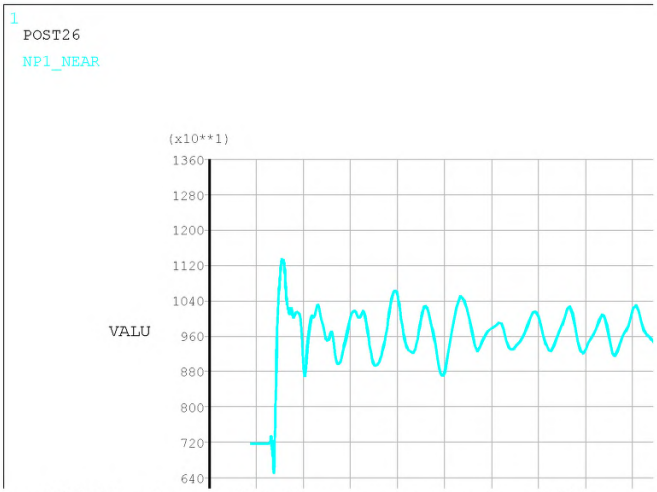


Рисунок IV.8.22 – Сценарий 2. Усилия в нижнем поясе НП1 соседней фермы, кН (макс. 1130 кН)

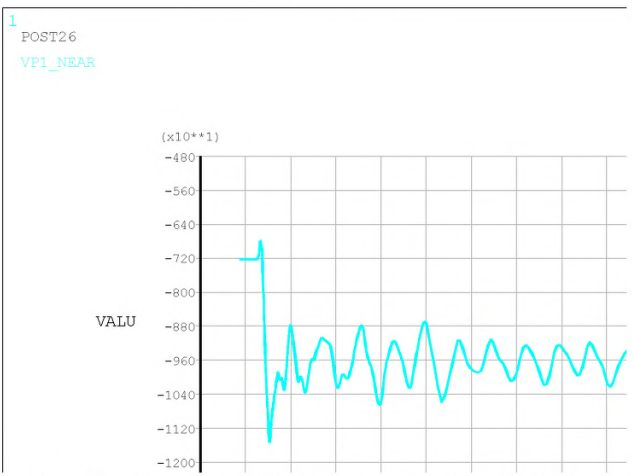


Рисунок IV.8.23 – Сценарий 2. Усилия в верхнем поясе ВП1 соседней фермы, кН (макс. 1150 кН)

Вывод. Рассмотренная конструктивная схема покрытия большепролетного сооружения для выбранных представительных сценариев локального разрушения показала устойчивость против прогрессирующего обрушения.

Приложение А
РЕКОМЕНДАЦИИ ПО СОСТАВУ И ОФОРМЛЕНИЮ ОТЧЕТНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ РАСЧЕТОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ПРОГРЕССИРУЮЩЕЕ ОБРУШЕНИЕ

А1 Предварительные замечания

Рекомендации составлены с целью реализации единого подхода к содержанию и оформлению представляемой на государственную экспертизу отчетной документации по результатам расчетов строительных конструкций и оснований зданий и сооружений (далее – расчетов) на стадии «проектная документация» и в связи с отсутствием таких требований в действующих нормативных документах.

В настоящих рекомендациях приведены основные требования к составу и содержанию отчетной документации по результатам расчетов, которые могут отличаться по объему и последовательности их реализации в зависимости от решаемых задач при проектировании объекта и которые должны учитывать многообразие конструктивных систем, конструктивных решений и материалов строительных конструкций, а также возможность выполнения расчетов с использованием альтернативных математических моделей, численных методов и реализующих программных средств или «вручную».

Данные рекомендации разработаны с учетом требований действующих законодательных и нормативно-технических актов, а также сложившейся практики проведения государственной экспертизы конструктивных решений, носят рекомендательный характер и могут быть откорректированы по мере накопления дополнительной информации и поступления замечаний и предложений.

А2 Область применения

Настоящие рекомендации распространяются на отчетную документацию по результатам расчетов жилых, общественных и производственных зданий, строений и сооружений (далее сооружений), их оснований и отдельных строительных конструкций, обосновывающих выполнение требований механической безопасности, в том числе при проектировании защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения, регламентированных ст. 7 [1].

Настоящие рекомендации не распространяются на отчетную документацию по результатам расчетов в части требований пожарной, радиационной, промышленной и иной безопасности, а также на отчетную документацию по результатам расчетов в части требований механической безопасности сооружений транспортного комплекса, воспринимающих нагрузки от подвижных потоков; сооружений коммунального и водного

хозяйства (гидротехнические сооружения; дренажные сооружения; водонесущие линейные сооружения).

А3Область применения

Выполнение требований механической безопасности принятых конструктивных решений сооружений в проектной документации в соответствии с частью 1 статьи 16 [1] должно быть обосновано расчетами.

Исходные данные для расчетов определяются на основании результатов инженерных изысканий (инженерно-геологических, инженерно-гидрометеорологических изысканий и результатов обследования состояния строительных конструкций), требований СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия», СП 131.13330 «Строительная климатология», СП 296.1325800 «Здания и сооружения. Особые воздействия» и строительного задания на основании технологических решений.

Расчеты выполняют в соответствии с требованиями нормативных документов, указанных в частях 1 и 7 ст. 6 [1], требованиями нормативных документов, установленными государственными заказчиками, федеральными органами исполнительной власти, уполномоченными в области обеспечения безопасности, обороны, государственного управления использованием атомной энергии, государственного регулирования безопасности при использовании атомной энергии, и (или) государственными контрактами (договорами) в случаях установленных ч. 4 ст. 3 [1], требованиями специальных технических условий (в случае их разработки и согласования в установленном порядке) и задания на проектирование.

Расчеты могут выполняться с применением нормативных документов, разработанных в развитие требований документов, указанных в частях 1 и 7 ст. 6 [1]. В случае отсутствия технических требований, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований [1] выполняется разработка специальных технических условий.

Выполнение расчетов с применением международных стандартов, стандартов и сводов правил иностранных государств возможно при условии их соответствия [2] и [17]. Такие документы должны быть зарегистрированы установленным порядком в Федеральном информационном фонде стандартов.

Расчеты являются обязательным элементом подготовки проектной документации, но в состав проектной документации не включаются [7]. Отчетную документацию по результатам расчетов представляют органам государственной экспертизы по их требованию [8] для обоснования решений, принятых на стадии разработки «проектной документации».

Отчетную документацию по результатам расчетов оформляют в соответствии с требованиями к текстовым документам, хранят в архиве проектной организации [7]. Отчетная документация по результатам расчетов, оформленная в соответствии с требованиями к текстовым документам, является внешним документом для представления расчета в до-

ступной для визуального восприятия форме [7]. Электронная расчетная модель (расчетная модель в формате использованного программного средства), с использованием которой выполняется отчетная документация по результатам расчетов, является электронным документом внутреннего представления в соответствии с [7]. Хранение электронной расчетной модели в организации, выполнившей расчет, осуществляется в соответствии с законодательством Российской Федерации и требованиями внутренних регламентов организации.

Представление электронных расчетных моделей в электронном формате любого программного средства при проведении государственной экспертизы проектной документации законодательными и нормативными актами не предусмотрено. В соответствии с пунктом 4 [8] организация по проведению экспертизы не вправе участвовать в осуществлении архитектурно-строительного проектирования и, следовательно, не вправе выполнять поверочный расчет и (или) истребовать расчетные модели, выполненные в любых программных средствах.

Контроль качества выполненных расчетов осуществляется проектной организацией или организацией, осуществляющей научно-технического сопровождение в соответствии с требованиями раздела 12 [9] и приложения А.5.4 [10].

Для сооружений нормального уровня ответственности (класс сооружений КС-2) контроль качества выполненных расчетов осуществляется внутри организации, которая разрабатывала проект, лицами, которые не участвовали в разработке проекта [9].

Для сооружений повышенного уровня ответственности (класс сооружений КС-3) контроль качества выполненных проектной организацией расчетов осуществляется независимой организацией в рамках научно-технического сопровождения [9].

Контроль качества расчетов предусматривает проведение независимых (параллельных) расчетов с использованием альтернативных расчетных моделей, реализованных в иных сертифицированных на соответствие требованиям [9] или верифицированных в системе РААСН [6] программных средствах, выполнение сравнительного анализа расчетных схем и полученных результатов расчетов.

Отчетная документация по результатам расчетов оформляется в виде текстовых документов с указанием реквизита документа, включающего собственноручные подписи исполнителей и полномочных должностных лиц в основной надписи в соответствии с требованиями [7]. Собственноручные подписи подтверждают, что содержание отчетной документации соответствует действительной воле исполнителей и полномочных должностных лиц, с учетом обязательности проверки расчетов, регламентированной [9] и [10], и подтверждают их персональную ответственность за последствия, которые могут возникнуть в процессе использования результатов расчетов.

Отчетная документация по результатам расчетов должна содержать

следующую информацию: исходные данные, постановку задач расчетных исследований, описание методики численного (или иного) моделирования, описания принятых допущений и упрощений, описания разработанных и верифицированных расчетных моделей пространственных схем, результаты определения напряженно-деформированного состояния с проверкой соответствующих критериев рассматриваемых предельных состояний, результаты выполненных расчетов, описание процедур проверки в соответствии с принятой в организации системой обеспечения качества и конкретные выводы исполнителей расчетов. В случае выполнения второго, третьего и т.д. поверочных расчетов отчетная документация по результатам расчетов должна содержать сравнительный анализ расчетных схем и полученных результатов расчетов.

Объем информации, содержащейся в отчетной документации по результатам расчетов, должен быть необходимым и достаточным для выполнения анализа проведенных расчетов обосновывающих принятые проектные решения сооружений на всех стадиях их жизненного цикла и составления независимого суждения сторонними специалистами, имеющими соответствующую квалификацию.

На стадии «проектная документация» отчетная документация по результатам расчетов должна содержать необходимые сведения о расчетах конструктивной системы в целом, а также основных конструктивных элементов и узлов, обеспечивающих прочность, жесткость, устойчивость и пространственную неизменяемость сооружений.

На стадии «рабочая документация» выполняются необходимые дополнительные расчеты в целях реализации в процессе строительства конструктивных решений, содержащихся в проектной документации.

В текстовую часть проектной документации в соответствии с требованиями пунктов 3 и 14 [11] включают результаты расчетов, обосновывающих принятые решения, сведения о реквизитах отчетной документации по результатам расчетов (в том числе выполненных независимыми организациями и в рамках научно-технического сопровождения) и описания пространственных схем, принятых при выполнении расчетов строительных конструкций.

А4 Перечень нормативных правовых актов и нормативных документов

При применении настоящих рекомендаций следует руководствоваться требованиями следующих нормативных правовых актов и нормативных документов:

1. Федеральный закон от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании».

2. Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

3. Федеральный Закон от 29 декабря 2004 г. № 190-ФЗ «Градостроительный кодекс Российской Федерации».

4. «Положение об организации и проведении государственной экспертизы проектной документации и результатов инженерных изысканий», утвержденное постановлением Правительства Российской Федерации от 5 марта 2007 г. № 145.

5. Положение о составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию, утвержденное постановлением Правительства Российской Федерации от 16 февраля 2008 г. №87.

6. Перечень национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», утвержденный Постановлением Правительства Российской Федерации от 26 декабря 2014 г. №1521.

7. Перечень документов в области стандартизации, в результате применения которых на добровольной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», утвержденный Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 30 марта 2015 г. №365.

8. Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 12 мая 2017 г. №783/пр «Требования к формату электронных документов, представляемых для проведения государственной экспертизы проектной документации и (или) результатов инженерных изысканий и проверки достоверности определения сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта объектов капитального строительства».

9. Перечень нормативных правовых актов и нормативных документов, относящихся к сфере деятельности Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору (П-01-01-2017), утвержденный Приказом Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору от 23 мая 2017 г. №172.

Нормативные документы, устанавливающие основные положения для проектирования:

10. ГОСТ 27751–2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения».

11. ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния».

12. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*».

13. СП 131.13330.2012 «Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23–01–99*».

14. СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II–7–81*».

15. СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II–22–81*».

16. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II–23–81*».

17. СП 21.13330.2012 «Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.01.09-91».

18. СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*».

19. СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85».

20. СП 25.13330.2012 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04–88».

21. СП 26.13330.2012 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Актуализированная редакция СНиП 2.02.05–87».

22. СП 27.13330.2011 «Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. Актуализированная редакция СНиП 2.03.04–84».

23. СП 43.13330.2012 «Сооружения промышленных предприятий. Актуализированная редакция СНиП 2.09.03-85».

24. СП 56.13330.2011 «Производственные здания. Актуализированная редакция СНиП 31-03-2001».

25. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52–01–2003».

26. СП 64.13330.2011 «Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II–25–80».

27. СП 95.13330.2016 «Бетонные и железобетонные конструкции из плотного силикатного бетона. Актуализированная редакция СНиП 2.03.02-86».

28. СП 96.13330.2016 «Армоцементные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 2.03.03-85».

29. СП 97.13330.2016 «Асбестоцементные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 2.03.09-85».

30. СП 116.13330.2012 «Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 22–02–2003».

31. СП 128.13330.2012 «Алюминиевые конструкции. Актуализированная редакция СНиП 2.03.06–85».

32. СП 163.1325800.2014 «Конструкции с применением гипсокартонных и гипсоволокнистых листов. Правила проектирования и монтажа».

33. СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования».

34. СП 267.1325800.2016 «Здания и комплексы высотные. Правила проектирования».

35. СП 266.13225800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные».

36. СП 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия».

37. Проект СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения».

38. Национальный стандарт НСР ЕН 1990-2011 «ЕВРОКОД 0: Основы проектирования сооружений».

39. ГОСТ Р ИСО 2394-2016 «Конструкции строительные. Основные принципы надежности».

40. ГОСТ Р ИСО 4355-2016 «Основы проектирования строительных конструкций. Определение снеговых нагрузок на покрытия».

41. ГОСТ Р ИСО 10137-2016 «Основы расчета строительных конструкций. Эксплуатационная надежность зданий в условиях воздействия вибрации».

Примечание: При пользовании настоящими рекомендациями целесообразно проверить действие ссылочных нормативных документов. Если заменен ссылочный документ, на который дана недатированная ссылка, то рекомендуется использовать действующую версию этого документа с учетом всех внесенных в данную версию изменений. Если заменен ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, то рекомендуется использовать версию этого документа с указанным выше годом утверждения (принятия). Если после утверждения настоящих рекомендаций в ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение рекомендуется применять без учета данного изменения. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, рекомендуется применять в части, не затрагивающей эту ссылку.

А5 Термины и определения

В настоящих рекомендациях использованы следующие термины с соответствующими определениями:

Отчетная документация по результатам расчетов строительных конструкций и основания: документация в бумажной или электронной форме, оформленная в соответствии с требованиями к текстовым документам и содержащая результаты работ по расчету, моделированию, инженерному анализу и выводы исполнителя работ в объеме необходимом и достаточном для обоснования требований безопасности здания или сооружения [по типу п. 2.9.1 СТО СИТИС-201-16А].

Верификация программных средств: обоснование возможности использования программных средств (далее ПС), а также реализуемых в ПС моделей и методов, в заявленной области применения, выявление погрешности оценки параметров моделируемых объектов путем сравнения результатов с экспериментальными данными, расчетными данными, полученными по другим ПС, результатами аналитических тестов, теоретического анализа; определение состава возможностей программы, соответствия действительных возможностей ПС декларациям разработчиков,

требованиям организации, проводящей верификацию, правильности решения верификационных задач; оценка качества функционирования ПС и соответствия результатов расчета тем моделям, которые положены в основу разработки.

[Положение о верификации программных средств, применяемых при определении нагрузок и воздействий, напряженно-деформированного (и иного) состояния, динамических характеристик, оценке прочности, устойчивости и безопасности конструкций, зданий и сооружений, РААСН].

Реквизит документа: элемент оформления документа, содержащий о нем сведения [п. 3.1.1 ГОСТ 2.104-2006].

Подпись: реквизит документа, представляющий собой собственноручную подпись полномочного должностного лица [п. 3.1.4 ГОСТ 2.104-2006].

Примечание: Для электронных документов используется аналог собственноручной подписи – электронная цифровая подпись.

Результаты расчетов: выходные данные, полученные при использовании вычислительной модели [п. 2.4.8 СТО СИТИС-201-16А].

Расчет сооружений: определение в элементах расчетной модели конструктивной системы сооружений усилий, деформаций, перемещений, условий прочности, жесткости и устойчивости элементов при статических и динамических нагрузках, температурных и др. воздействиях с целью обеспечения надежности и долговечности сооружений при экономически обоснованном расходе материалов [по типу «Большая советская энциклопедия». М.: Советская энциклопедия. 1969–1978].

Конструктивная система: совокупность взаимосвязанных строительных конструкций и основания [п. 2.2.2 ГОСТ 27751-2014].

Расчетная схема (модель): модель конструктивной системы, используемая при проведении расчетов [п. 2.2.10 ГОСТ 27751-2014].

Реологическое свойство материалов: проявление необратимых остаточных деформаций и текучести или ползучести под влиянием нагрузки и (или) воздействия [ст. 2. Федерального закона № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»].

А6 Выполнение расчетов

А.6.1 Расчеты выполняются с применением программных средств (универсальных расчетных программных комплексов и специализированных программ, реализующих современные математические модели и численные методы механики и/или нормативные методики оценки прочности) или «вручную».

А.6.2 Программные средства, используемые для выполнения расчетов, должны быть сертифицированы на выполнение требований [5] или апробированы иным способом (например, верифицированы в системе РААСН [6]) в соответствии с ч. 6 ст. 15 [1]. Представляемая в составе отчетной документации по результатам расчетов копия сертификата (свиде-

тельства о верификации) на программное средство должна содержать сведения о проверке (тестах) соответствия функциональных возможностей программного средства выполнять требования определенных пунктов нормативных документов по строительству, действующих на территории Российской Федерации, на соответствие требованиям которых выполнялся расчет.

А.6.3 Расчеты «вручную» должны выполняться с применением апробированных методов строительной и теоретической механики и сопротивления материалов, по методическим рекомендациям и формулам действующих нормативных документов.

А.6.4 Расчетная модель, расчетная схема и метод расчета определяются в каждом случае индивидуально и зависят от вида (характера) проектных решений сооружения и исходных данных для проектирования. Расчетная модель (расчетная схема) сооружения должна отражать действительные условия работы сооружения и особенности его взаимодействия с основанием. Она должна выбираться с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации конструкций сооружения и его основания (конструктивной схемы сооружения, особенностей его возведения, геологического строения и свойств грунтов основания, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения и т.д.). В необходимых случаях нужно учитывать: пространственную работу, геометрическую, физическую (пластичность, ползучесть и др.), генетическую (последовательность возведения) и иные виды нелинейности.

А.6.5 Объем и полнота расчетов определяются исполнителем расчета и/или специалистами, использующими результаты расчетов. Расчет должен быть достаточным и необходимым, чтобы обосновать надежность и долговечность сооружения в целом и его отдельных конструктивных элементов и узлов их соединения на всех стадиях их жизненного цикла с учетом реологических свойств материалов.

А7 Состав и содержание отчетной документации по результатам расчетов строительных конструкций

Отчетная документация по результатам расчетов строительных конструкций должна содержать:

основные положения, включающие краткие сведения о цели выполнения расчета; о строительном объекте (здании или сооружении) и его уровне ответственности; о его месторасположении;

характеристику района строительства, сведения о климатических, геологических и особых условиях площадки строительства;

описание конструктивных решений здания или сооружения, включая его пространственную схему и описание технических решений, обеспечивающих необходимую прочность, устойчивость, пространственную неизменяемость здания или сооружения в целом, а также его отдельных конструктивных элементов и узлов;

ссылки на действующие нормативные документы, специальные технические условия, проектную документацию и строительное задание на основании которых выполнены расчеты;

сведения о сертифицированных или верифицированных расчетных программных комплексах, с использованием которых выполнены расчеты, и область их применения в соответствии с выданными сертификатами и (или) свидетельствами о верификации, а также копии сертификатов на использование программ и (или) свидетельств о верификации программных средств;

сведения и материалы, обосновывающие учтенные в расчетах значения:

- нагрузок и воздействий (постоянных, временных и особых);
- коэффициентов надежности по ответственности, по материалу, условиям работы и т.д.;
- прочностных и деформационных характеристик материалов, устанавливаемых в нормативных документах или по результатам обследования технического состояния конструкций, а для грунтов – по результатам инженерно-геологических изысканий;
- геометрических параметров конструкций;
- условий обеспечения надежности конструкций или оснований для соответствующих групп предельных состояний (регламентируемые нормами проектирования предельные значения усилий, напряжений, деформаций, перемещений, раскрытия трещин и т.п.);

схемы приложения нагрузок, описание и сочетания нагрузок (основные и особые сочетания) для соответствующих групп предельных состояний;

сведения о расчетных моделях (расчетных схемах) общие требования к которым указаны в п. 11 [9] и п. 8 [10];

протокол выполнения расчета; визуализированные результаты расчетов (графическое отображение эпюр, изополей (изолиний) характерных параметров деформаций, усилий, напряжений, требуемой арматуры, коэффициентов использования сечений стальных конструкций, коэффициентов устойчивости, таблицы динамических характеристик расчетной модели (частоты/периоды и формы собственных колебаний, суммы эффективных модальных масс); другие сведения, необходимые для анализа и интерпретации результатов расчетов;

конкретные выводы по результатам расчетов конструктивной системы в целом, а также основных конструктивных элементов и узлов с оценкой их соответствия требованиям (критериям) рассмотренных предельных состояний по [9].

А8 Оформление отчетной документации по результатам расчетов строительных конструкций

А.8.1 Отчетная документация по результатам расчетов составляются и оформляются в соответствии с общими правилами оформления текстовых документов – ГОСТ Р 21.1101-2013 СПДС «Основные требования к проектной и рабочей документации», ГОСТ 2.105-95 ЕСКД «Общие требования к текстовым документам».

А.8.2 Исполнители расчетов, специалисты проверившие расчеты, главный конструктор и главный инженер проекта (или иные ответственные лица, например, специализированной научной организации) подписывают собственноручно отчетную документацию по результатам расчетов с указанием соответствующих подразделений или организаций и должностей.

А.8.3 Оформляемая в электронной форме отчетная документация по результатам расчетов подписывается электронной подписью в соответствии с законодательством Российской Федерации.

А.8.4 Требования к формату документов, представляемых в электронной форме установлены Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 12 мая 2017 г. № 783/пр «Требования к формату электронных документов, представляемых для проведения государственной экспертизы проектной документации и (или) результатов инженерных изысканий и проверки достоверности определения сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта объектов капитального строительства». В соответствии данным Приказом документы представляются в следующих форматах:

а) – doc, docx, odt – для документов с текстовым содержанием, не включающим формулы;

б) – pdf – для документов с текстовым содержанием, в том числе включающих формулы и (или) графические изображения, а также документов с графическим содержанием.

А.8.5 Внесение изменений в расчеты не допускается в соответствии с [4].

А.8.6 При необходимости осуществления перерасчетов в соответствии с [4] следует:

- произвести новый расчет;
- оформить новый расчет как новый текстовый документ с новым обозначением и с соответствующими подписями должностных лиц в основной надписи;
- сдать и зарегистрировать в архиве организации-разработчика новые расчеты взамен ранее выполненных;
- при необходимости – внести изменения в соответствующую проектную или рабочую документацию с учетом новых расчетов;

- известить потребителей о внесенных изменениях и заменить подлинники проектной и рабочей документации с внесенными изменениями в архиве организации – разработчика документации.

А9 Хранение отчетной документации по результатам расчетов строительных конструкций

А.9.1 Общие правила по учету и хранению в архивах организаций разработчиков проектной, рабочей и иной технической документации, выполненной в бумажной и электронной форме, установлены Федеральным законом от 27 октября 2004 г. №125-ФЗ «Об архивном деле в Российской Федерации» и ГОСТ Р 21.1003-2009 СПДС «Учет и хранение проектной документации».

А.9.2 Срок хранения отчетных материалов по результатам расчетов строительных конструкций определен в п. 470 «Перечня типовых архивных документов, образующихся в научно-технической и производственной деятельности организаций, с указанием сроков хранения», утвержденного приказом Министерства культуры и массовых коммуникаций Российской Федерации от 31 июля 2007 г. №1182.

Библиография

1. Федеральный закон №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». Москва, 2010. – 20 с.

2. Федеральный закон № 184-ФЗ «О техническом регулировании». Москва, 2002. – 20 с.

3. Федеральный закон № 190-ФЗ «Градостроительный кодекс Российской Федерации». Москва, 2004. – 84 с.

4. Федеральный закон № 116-ФЗ «О промышленной безопасности опасных производственных объектов». Москва, 1997. – 24 с.

5. ГОСТ Р ИСО/МЭК 12119-2000 «Информационная технология. Пакеты программ. Требования к качеству и тестирование». Текст. Введ. 2000-11-04, изд. Официальное. – М.: Стандартинформ, 2006. – 16 с.

6. Положение о верификации программных средств, применяемых при определении нагрузок и воздействий, напряженно-деформированного (и иного) состояния, динамических характеристик, оценке прочности, устойчивости и безопасности конструкций, зданий и сооружений, утвержденное Президиумом РААСН (Протокол от 25 ноября 2016 г. №11) . Москва, 2016. – 28 с.

7. ГОСТ Р 21.1101-2013 – СПДС. «Основные требования к проектной и рабочей документации». Текст. Введ. 2014-01-01, изд. официальное. – М.: Стандартинформ, 2014. – 72 с.

8. Положение об организации и проведении государственной экспертизы проектной документации и результатов инженерных изысканий, утвержденное постановлением Правительства Российской Федерации от 5 марта 2007 г. № 145. Москва, 2007. – 23 с.

9. ГОСТ 27751-2014. «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. Основные положения». Текст. Введ. 2014-11-14, изд. официальное. – М.: Стандартинформ, 2015. – 14 с.

10. ГОСТ Р ИСО 2394-2016 «Конструкции строительные. Основные принципы надежности» Текст. Введ. 2016-11-28, изд. официальное. – М.: Стандартинформ, 2016. – 62 с.

11. Положение о составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию, утвержденное постановлением Правительства Российской Федерации от 16 февраля 2008 г. №87 (ред. от 26.03.2014). Москва, 2014. – 32 с.

12.Рекомендации по защите жилых зданий стеновых конструктивных систем при чрезвычайных ситуациях. М., 2000.

13. Колчунов, В.И. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях Текст. / В.И. Колчунов, Н.В. Клюева, Н.Б. Андросова, А.С. Бухтиярова. – М.: Издательство АСВ, 2014. – 208 с.

14. Гениев Г.А., Пятикрестовский К.П. Вопросы длительной и динамической прочности анизотропных конструкционных материалов. Текст.

/ Г.А. Гениев, К.П. Пятикрестовский // ГУП ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 2000. – 38 с.

15. Пособие по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий (к СП 52-117-2008). Текст. Введ. 2017-08-14, изд. официальное. – М.: НИИЖБ им. А. А. Гвоздева. М., 2010. 159 с.

16. Колчунов В.И., Пятикрестовский К.П., Клюева Н.В. Пространственные конструкции покрытий: учебное пособие. Текст. В.И. Колчунов, К.П. Пятикрестовский, Н.В. Клюева. – М.: Издательство АСВ, 2008, 352 с.

УДК 699.8 ОКС 21.120.25
Ключевые слова: здания и сооружения, прогрессирующее обрушение, защита, правила проектирования, расчетные модели, конструктивные решения

Пособие по проектированию защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения к СП 385.1325800.2018.

Содержит указания к СП 385.1325800.2018 по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения, положения, детализирующее эти указания, примеры расчета, а также рекомендации необходимые для проектирования.

Для инженеров, проектировщиков, а также студентов вузов направления подготовки «Строительство».

Таблиц 32, иллюстраций 128.

gost.e-ecolog.ru