



НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ОТЧЕТ

по научно-исследовательской и опытно-конструкторской работе по теме:
**«Разработка СТО АРСС «Руководство по проектированию стальных
конструкций многоэтажных зданий» (в развитие СП 16.13330.2017
Стальные конструкции)»**

Этап 2

Составление глав 1, 2, 5.1, 5.2, 5.4 руководства по проектированию стальных конструкций многоэтажных зданий.



УТВЕРЖДАЮ

Директор
ЦНИИСК им. В.А.
Кучеренко
д.т.н., проф

_____ И.И. Ведяков
«__» _____ 2017

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ОТЧЕТ

по научно-исследовательской и опытно-конструкторской работе по теме:
**«Разработка СТО АРСС «Руководство по проектированию стальных
конструкций многоэтажных зданий» (в развитие СП 16.13330.2017
Стальные конструкции)»**

Этап 2

Составление глав 1, 2, 5.1, 5.2, 5.4 руководства по проектированию стальных
конструкций многоэтажных зданий.

Руководитель работы

Конин Д.В.

Москва 2017

СОДЕРЖАНИЕ

Список исполнителей

Введение

Руководство по проектированию стальных конструкций многоэтажных зданий

- 1 Общие положения по проектированию
 - 1.1 Общие положения по проектированию
 - 1.2 Выбор материалов для конструкций
 - 1.3 Сортамент
 - 1.4 Нагрузки и воздействия
 - 1.5 Предельные деформации конструкций многоэтажных зданий, ускорения колебаний и т.д.
 - 1.6 Обеспечение общей устойчивости каркасов, разбивка зданий на температурные блоки и т.д.
 - 1.7 Наружные стены
 - 1.8 Перегородки
 - 1.9 Перекрытия
 - 1.10 Конструкции из профилированного настила
- 2 Общие положения по расчетам конструкций
 - 2.1 Расчетные сочетания усилий
 - 2.2 Учет неточностей монтажа
 - 2.3 Компьютерные модели зданий с применением стальных конструкций
 - 2.4 Центрально-сжатые и центрально-растянутые элементы
 - 2.5 Изгибаемые элементы
 - 2.6 Сжато-изгибаемые элементы
 - 2.7 Элементы, работающие на кручение
- 5 Проектирование элементов связей и перехватных конструкций, ферм
 - 5.1 Сечения связевых конструкций
 - 5.2 Конфигурации вертикальных связей
 - 5.4 Общие подходы к проектированию перехватных конструкций при изменении шага колонн

Список литературы

СПИСОК ИСПОЛНИТЕЛЕЙ

Руководитель работ, к.т.н.,
заведующий сектором ВЗиС

Конин Д.В.

Научный сотрудник

Олуромби А.Р.

Научный сотрудник

Крылов А.С.

Старший научный сотрудник

Артамонов В.А.

Старший научный сотрудник

Сошникова Л.С.

Научный сотрудник

Малкин А.В.

Научный сотрудник

Ртищева И.В.

Научный сотрудник

Кони́на С.М.

ВВЕДЕНИЕ

Настоящий отчет выполнен на основании договора № 526/6-36-17/СК от 22 мая 2017 г. между ассоциацией «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства» (заказчик) и акционерным обществом «Научно-исследовательский центр «Строительство» (исполнитель). Ответственный исполнитель работ – ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.

Проведение настоящей работы обусловлено необходимостью создания единого руководства по проектированию стальных конструкций многоэтажных зданий, объединяющего в себе основные отечественные и зарубежные принципы и наработки. На данном этапе разработаны разделы 1, 2, 5.1, 5.2, 5.4.

АРСС

**АССОЦИАЦИЯ «ОБЪЕДИНЕНИЕ УЧАСТНИКОВ БИЗНЕСА ПО
РАЗВИТИЮ СТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА»**

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

СТО АРСС 11251254.002-2017

УТВЕРЖДАЮ

Генеральный директор

_____ Д.С. Еремеев

« ____ » _____ 2017 г.

РУКОВОДСТВО

по проектированию стальных конструкций
многоэтажных зданий

(в развитие СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции»)

Москва 2017

Предисловие

Цели и принципы стандартизации в Российской Федерации установлены Федеральным законом от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании», а правила разработки – постановлением Правительства Российской Федерации от 19 ноября 2008 г. № 858 «О порядке разработки и утверждения сводов правил».

Сведения о стандарте организации

1 ИСПОЛНИТЕЛИ – Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А. Кучеренко (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) – институт АО «НИЦ «Строительство»

2 ПРИНЯТ решением Научно-технического совета Ассоциации «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства» от «___» _____ 201__ г. Протокол № _____.

3 УТВЕРЖДЕН приказом Ассоциации «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства» №___ от «___» _____ 201__ г. и введен в действие с «___» _____ 201__ г.

4 Вводится впервые

© Ассоциации «Объединение участников бизнеса по развитию
стального строительства», 2017

Настоящий нормативный документ не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания на территории Российской Федерации без разрешения Ассоциации «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства»

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

1.1 Общие положения

1.1.1 Расчет стальных конструкций следует выполнять по методу предельных состояний в соответствии со стандартом по надежности строительных конструкций (ГОСТ 27751).

Предельные состояния конструкций – это такие состояния, при превышении характерных параметров которых эксплуатация строительных объектов (зданий и сооружений) недопустима.

1.1.2 *Нормальная эксплуатация* – это эксплуатация конструкций в соответствии с условиями, предусмотренными в строительных нормах или задании на проектирование, включая соответствующее техническое обслуживание, капитальный ремонт и реконструкцию, которая осуществляется без ограничений в соответствии с технологическими и бытовыми условиями; учитывает безопасную работу людей в соответствии с Федеральным законом от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»; безопасную работу оборудования и сохранность ограждающих конструкций.

1.1.3 В соответствии с требованиями ГОСТ 27751 при расчетах стальных конструкций на действие соответствующих нагрузок необходимо учитывать их предельные состояния, приведенные в таблице 1.

Т а б л и ц а 1

Группа предельных состояний	Предельное состояние	
	Вид	Характеристика
Первая	Потеря несущей способности и возникновение аварийной ситуации	- разрушение любого характера (например, пластическое, хрупкое, усталостное); - потеря устойчивости
	Полная непригодность к эксплуатации	- чрезмерные деформации в результате деградации* свойств стали; - неупругий сдвиг в соединениях; - качественное изменение конфигурации

Вторая	Состояния, при превышении которых нарушается нормальная эксплуатация конструкций, исчерпывается ресурс долговечности или нарушаются условия комфортности	- достижение предельных деформаций конструкции (предельный прогиб, углы поворота, осадка); - достижение предельных уровней колебаний конструкций, нарушающих нормальную работу оборудования или физиологический комфорт для людей; - образование трещин, не нарушающих нормальную эксплуатацию объекта; - сдвиг в соединениях; - другие явления (например, коррозионные повреждения)
Особые предельные состояния	Особые воздействия и ситуации	Превышение таких воздействий приводит к разрушению конструкций с катастрофическими последствиями
*Деградация свойств стали во времени – постепенное понижение уровня эксплуатационных характеристик стали, процесс их изменения в сторону ухудшения относительно проектных значений.		

1.1.4 Нормативные значения нагрузок, коэффициенты надежности по нагрузке γ_f и коэффициенты сочетаний нагрузок для определения их расчетных значений следует принимать согласно [13]. При проверке конструкций по предельным состояниям первой группы необходимо принимать $\gamma_f > 1,0$ (за исключением усталостного разрушения и тех случаев расчета, когда уменьшение постоянной нагрузки ухудшает условия работы конструкций). При проверке усталостного разрушения (выносливости) и предельных состояний второй группы $\gamma_f \leq 1,0$.

1.1.5 Согласно [13] расчетные нагрузки, применяемые в расчетах по первой группе предельных состояний, названы предельными, а в расчетах по второй группе и на выносливость – эксплуатационными.

1.1.6 Поскольку при $\gamma_f > 1,0$ расчетные предельные нагрузки повторяются редко (например, по литературным данным, от одного крана – один раз в 20 лет; ветровая – один раз в 10-15 лет; снеговая – в среднем один раз в 10-12 лет; на перекрытия – один раз в 15-20 лет), стальные конструкции при проверке по предельным состояниям первой группы (за исключением

усталостного разрушения) следует рассчитывать на однократное действие этих нагрузок.

1.1.7 Цель расчета конструкций – не допустить с определенной обеспеченностью наступления предельных состояний первой группы или перехода за предельные состояния второй группы в течение всего срока эксплуатации зданий и сооружений, а также в процессе их возведения при минимальном расходе материалов и наименьшей трудоемкости изготовления, транспортирования и монтажа конструкций.

1.1.8 При расчете несущей способности сечения или элемента конструкции наибольшее возможное за время эксплуатации (или возведения) усилие F в элементе от расчетных предельных нагрузок и воздействий не должно превышать соответствующей наименьшей предельной несущей способности S элемента с учетом начальных несовершенств

$$F \leq S. \quad (1)$$

Усилие F (продольная и поперечная силы; изгибающий, крутящий моменты) следует определять по формуле

$$F = \gamma_n \sum \alpha_i F_{ni} \gamma_{fi}, \quad (2)$$

где γ_n – коэффициент надежности по ответственности ([13]);

α_i – коэффициент перехода от нормативной нагрузки к усилию;

F_{ni} – нормативная нагрузка;

γ_{fi} – коэффициент надежности по нагрузке.

Предельную несущую способность S , соответствующую виду усилия (сжатию, растяжению, сдвигу, изгибу, кручению и т.д.), необходимо определять по формуле

$$S = \beta \Phi R_n \gamma_c / \gamma_m, \quad (3)$$

где β – коэффициент, учитывающий вид усилия, предельное состояние и работу стали за пределом упругости (φ ; φ_e ; φ_b ; s и т.д. в соответствии с положениями [12]);

Φ – геометрическая характеристика сечения (A ; W и т.д.);

R_n – нормативное сопротивление материала;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_m – коэффициент надежности по материалу.

1.1.9 Начальными несовершенствами стальных конструкций являются совокупность геометрических отклонений формы и размеров, факторов, влияющих на свойства стали, и отступлений от принятой расчетной схемы, возникающих при изготовлении, транспортировании и монтаже конструкций. Несовершенства формы элементов конструкции учитываются соответствующими расчетными коэффициентами (например, коэффициент продольного изгиба). Учет несовершенств, возникающих при монтаже конструкций, необходимо выполнять при проектировании и расчетах конструкций (см. раздел 2.2) и в рамках авторского надзора за строительством конструкций на основании анализа данных исполнительных съемок.

1.1.10 Основное неравенство метода предельных состояний (1) может быть представлено в форме сравнения учитываемых в расчетах напряжений с их предельными значениями (расчетными сопротивлениями), устанавливаемыми [12].

1.1.11 При расчете конструкций по предельным состояниям полной непригодности к эксплуатации, перемещения (деформации), соответствующие расчетным значениям предельных нагрузок и воздействий, не должны превышать предельных значений перемещений (деформаций), устанавливаемых в нормативных документах по условиям необходимости прекращения эксплуатации в связи с качественным нарушением геометрической формы.

1.1.12 Условия расчета по предельным состояниям полной непригодности к эксплуатации следует представлять в форме проверки усилий или напряжений (как при расчетах несущей способности), определяемых с учетом неупругих деформаций; эта форма принята в [12].

1.1.13 При расчете конструкций по предельным состояниям второй группы, перемещения, параметры колебаний и изменения положения от расчетных эксплуатационных нагрузок (названных в [12] «нормативными»,

поскольку в большинстве случаев $\gamma_f = 1,0$) не должны превышать предельно допустимых значений этих перемещений или указанных параметров, установленных в [12] и в других нормативных документах, то есть:

$$f \leq (f_u / \gamma_n), \quad (4)$$

где f – перемещения или параметры колебаний и изменения положения, возникающие в конструкциях от действия расчетных эксплуатационных нагрузок;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности по ГОСТ 27751;

f_u – предельно допустимые значения этих перемещений или параметров, регламентируемые нормами на основе требований нормальной эксплуатации.

При установлении нормативных значений f_u учитываются нормальные условия для пребывания людей, работа технологического оборудования, сохранность ограждающих конструкций и перегородок.

1.1.14 Выбор расчетных схем, исходных предпосылок и допущений необходимо определять на основе применяемого метода расчета. При использовании вычислительной техники необходимо учитывать действительные условия работы конструкций и рассчитывать их как единые пространственные системы. При больших пролетах или высоте здания и сооружения учитываются неупругие деформации стали, деформированные схемы и геометрическая нелинейность.

Приближенные методы расчета и более простые расчетные схемы, основанные на разделении единых пространственных систем на плоские конструкции и отдельные элементы, следует применять при учете особенностей взаимодействия элементов стальных конструкций между собой и с основанием. Предпочтение следует отдавать методам расчета стальных конструкций как единых пространственных систем.

1.1.15 При упругих деформациях стали для статически неопределимых стержневых конструкций расчетные усилия следует определять по недеформированной схеме. Расчет на устойчивость отдельных стержней при

действии этих усилий следует выполнять по деформированной схеме с учетом неупругих деформаций.

1.1.16 При учете физической нелинейности работы стали при аналитических или численных расчетах, диаграмму ее работы следует принимать по таблице В.9 и рисунку В.1 [12]. В указанной таблице приведены обобщенные данные для всех используемых в строительстве сталей. Учет развития пластических деформаций выполняется в соответствии с разделом 4.4.

1.1.17 Расчеты элементов стержневых и балочных конструкций, а также пластинок, образующих сечение, при учете неупругих деформаций стали следует выполнять (при малости перемещений) с использованием приближенного выражения для кривизны (то есть на основе геометрически линейной теории). При этом следует применять теорию малых упругопластических деформаций при простом нагружении или использовать модель жесткопластического тела.

1.1.18 По своей физической природе строительные стали являются упругопластическим материалом с различными зависимостями между деформациями и напряжениями при нагрузке и разгрузке. Однако при проверке конструкций по предельным состояниям первой группы на однократное действие расчетных предельных нагрузок применяемые стали рассматривают как нелинейно упругий материал, характеризующийся одной и той же нелинейной или кусочно-линейной зависимостью между деформациями и напряжениями при нагрузке и разгрузке (рисунок 1, кривая ОВАВ).

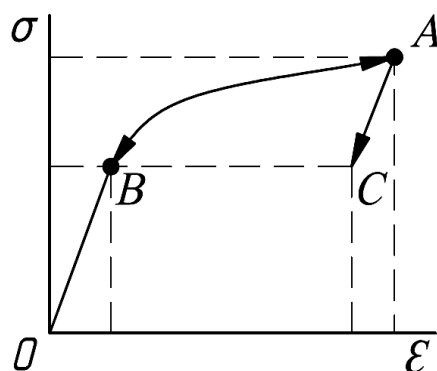


Рисунок 1 – Зависимость между напряжениями и деформациями при нагружении OA и разгрузке для упругопластического материала AC , для нелинейно упругого материала AB

Если в процессе деформирования конструкции в некоторых ее частях появится частичная разгрузка, то жесткость системы в целом должна увеличиться. В связи с этим принятая зависимость приводит к некоторому запасу несущей способности, что позволяет в практических расчетах надежно пользоваться моделью нелинейно упругого материала.

При возможном убывании нагрузок, а также при повторно-переменной нагрузке анализ поведения стальных конструкций за пределом упругости должен основываться на использовании модели упругопластического материала с различными зависимостями между деформациями и напряжениями при нагрузке и разгрузке (рисунок 1, кривая OAC).

В практических расчетах конструкций следует пользоваться диаграммой работы стали в соответствии с п. 1.1.16.

1.1.19 Расчет стальных конструкций и их элементов на усилия от действия внешних нагрузок необходимо выполнять с использованием геометрических гипотез: плоских сечений, секториальных площадей и прямых нормалей. Расчет конструкций, выполняемый в соответствии с требованиями настоящего стандарта организации, а также действующими строительными нормами и правилами ([12], [13] и др.), реализует применение указанных гипотез.

1.1.20 При расчете стальных конструкций и их элементов с учетом влияния собственных остаточных напряжений σ_r (от сварки, прокатки, холодной правки и т.д.) следует применять гипотезу об алгебраическом

суммировании условных деформаций $\varepsilon_r = \sigma_r / E$ с деформациями от внешней нагрузки (E – модуль упругости). При применении материалов в соответствии с указаниями настоящего стандарта организации и [12], апробированных конструктивных решений каркасов в соответствии с настоящим стандартом организации учет собственных остаточных напряжений при расчетах конструкций, как правило, не требуется.

1.1.21 Надежность и экономичность стальных конструкций должны быть обеспечены одновременным выполнением требований к выбору материалов, расчетам и конструированию, а также изготовлению и монтажу.

1.1.22 При проектировании стальных конструкций подбор сечений необходимо выполнять с учетом технико-экономического обоснования принимаемого проектного решения, сортамента освоенных промышленностью материалов, применения эффективных марок сталей, профилей, унифицированных типовых или стандартных конструкций, а также других требований [12]. Допускается проектировать конструкции с запасом более 20% при необходимости минимизации используемых при изготовлении типов профилей или отправочных марок конструкций.

1.1.23 Несущие конструкции многоэтажных и высотных зданий выше фундамента следует проектировать в соответствии с действующими нормами на проектирование соответствующих видов конструкций – [12], СП 63.13330, [14], а также с учетом положений [13], СП 14.13330, а также в соответствии с правилами проектирования сталежелезобетонных конструкций и правил проектирования высотных зданий и комплексов.

1.1.24 Проектирование несущих конструкций здания следует производить с учетом их расчетного срока службы, который определяется в соответствии с требованиями ГОСТ 27751 в зависимости от класса сооружения. Для гражданских многоэтажных зданий (без крановой нагрузки, жилых и общественных) нормального уровня ответственности и класса сооружения КС-2, как правило, принимается расчетный срок службы равный 50 годам. При этом применение для несущих конструкций современных

сталей в соответствии с ГОСТ 27772, а также положениями [12], болтовых и сварных соединений в соответствии с требованиями [12] обеспечивает заданный расчетный срок службы.

1.1.25 Основными несущими элементами многоэтажного или высотного здания, проектируемого с применением стальных конструкций, являются:

- а) колонны, воспринимающие всю или большую часть вертикальной нагрузки на здание;
- б) система вертикальных связей в виде отдельных связевых плоскостей, либо в виде пространственных железобетонных ядер жесткости, либо в виде пространственных ферм жесткости, воспринимающих всю или большую часть горизонтальной нагрузки на здание;
- в) балки перекрытий;
- г) перекрытия;
- д) аутригерные или иные распределительные конструкции.

1.1.26 Для предварительных расчетов стальных каркасных многоэтажных зданий и оценки общей металлоемкости конструкций допускается использовать формулу 5:

$$G = 12 + 0,5n \left(\frac{\text{кг}}{\text{м}^3} \right), \quad (5)$$

где n – число этажей здания; при этом 10-15% веса стали необходимо добавить на вспомогательные элементы (лестницы, связи, лифтовые шахты), если они не проектируются из монолитного или сборного железобетона. Установленное опытным путем соотношения расхода стали между основными и вспомогательными элементами следующее: колонны – 40-60%, балки перекрытий – 30-50%, лестницы и лифтовые шахты – 3-6%, связи – 2-7%, башмаки колонн – 1-3%. Данные соотношения изменяются в зависимости от высоты здания и представлены на рисунке 2.

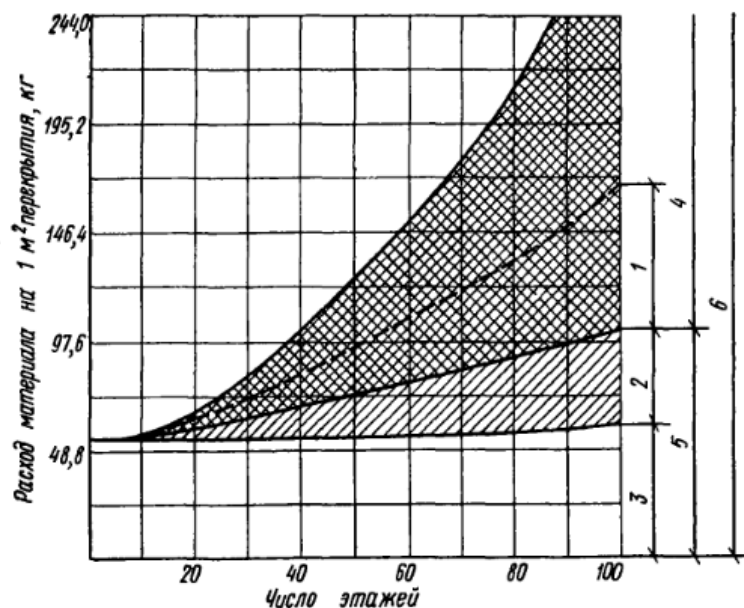


Рисунок 2 – Расход материалов несущих конструкций: 1 – при применении оптимальных конструктивных систем, 2 – колонны, стены, 3 – несущие элементы перекрытий, 4 – конструкции, воспринимающие горизонтальные нагрузки, 5 – конструкции, воспринимающие вертикальные нагрузки, 6 – сумма 4 и 5 (данные приведены для зданий с коэффициентом надежности по ответственности равным 1,0, для площадок с сейсмичностью не более 7 баллов)

1.1.27 При проектировании многоэтажного или высотного здания используют следующие виды несущих систем: каркасную (связевая или рамно-связевая, до 30 этажей, рисунок 3, а), каркасно-ствольную (до 46 этажей, рисунок 3, б), «трубу в трубе» с аутригерными конструкциями (до 60 этажей, рисунок 3, в), коробчатую и многосекционную коробчатую системы (до 100 этажей и выше, рисунок 3, г, д, е). Компоновка несущей системы должна обеспечивать рациональную передачу вертикальных и горизонтальных воздействий (от ветра и сеймики) на фундамент.

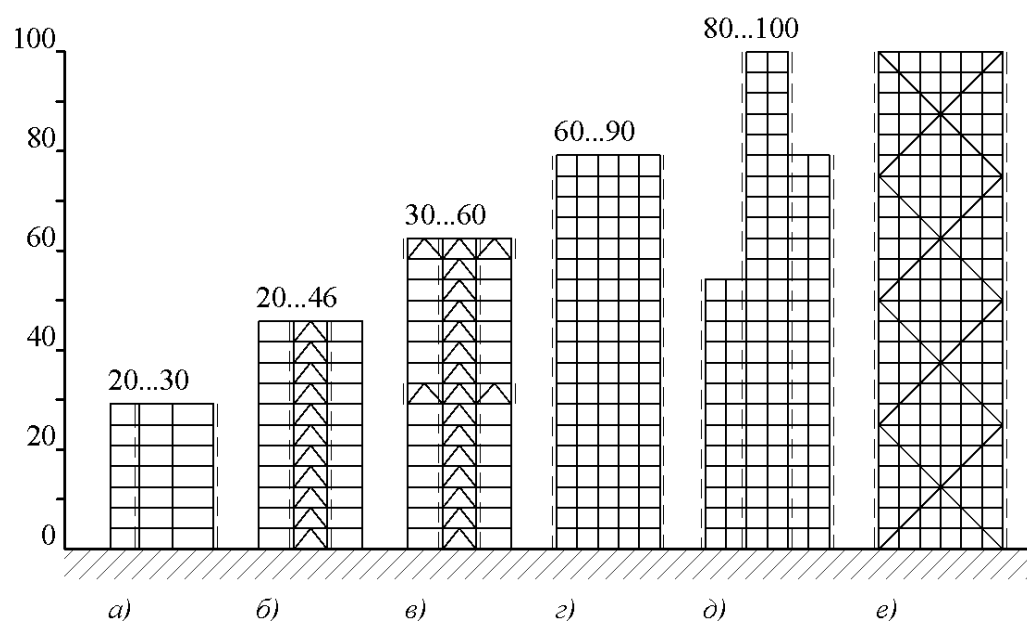


Рисунок 3 – Конструктивные системы многоэтажных и высотных зданий

Примечания: 1 - Пунктиром указаны плоскости вертикальных связей; 2 – На схеме условно показаны конструкции вертикальных связей в виде металлических вертикальных ферм, для схем а, б, в могут выполнены из сборных или монолитных железобетонных конструкций

1.1.28 На этапе предпроектной проработки осуществляется поиск наиболее эффективной несущей системы здания с учетом особенностей объемно-планировочных решений здания. Для зданий высотой более 100 м по заданию заказчика следует выполнять технико-экономическое сравнение не менее двух вариантов для различных видов несущих систем.

1.1.29 При выборе конструктивной системы здания следует руководствоваться следующими положениями:

- а) создавать симметричный план здания – наличие двух или хотя бы одной оси симметрии;
- б) упрощать конструктивную форму здания путем: использования четкой статической и геометрической схемы; создания регулярной (однородной) ее структуры с простыми элементами и сопряжениями;
- в) конструктивно выделять элементы, воспринимающие горизонтальную нагрузку (для зданий высотой более 100 м);

- г) концентрировать конструкции здания для восприятия горизонтальной нагрузки путем создания внутренних и (или) внешних стволов или иных систем связей;
- д) располагать элементы, воспринимающие горизонтальную нагрузку равномерно по плану здания;
- е) определять рациональный шаг основных вертикальных несущих элементов [колонн и (или) сталежелезобетонных стен], учитывающий равномерное распределение нагрузок по плану здания; следует стремиться к тому, чтобы разбивка колонн и балок была с одинаковыми или кратными размерами;
- ж) поперечные сечения колонн или элементов жесткой арматуры проектировать с применением фасонного и апробированного листового проката из известных и исследованных сталей;
- з) располагать в плане центр масс здания таким образом, чтобы иметь минимальный эксцентриситет к центру жесткости фундамента;
- и) облегчать конструкции перекрытий за счет обеспечения совместной работы плит и стальных балок;
- к) снижать вертикальные нагрузки за счет использования современных материалов для перекрытий, перегородок, светопрозрачных и фасадных конструкций.
- л) использовать легкие навесные наружные стеновые ограждения (полносборные или собираемые на площадке из элементов заводского изготовления).

1.1.30 Повышение пространственной жесткости конструктивных систем многоэтажных и высотных зданий следует обеспечивать применением:

- а) развитых в плане и симметрично расположенных вертикальных связей и стволов жесткости;
- б) коробчатых конструктивных систем или систем «труба в трубе» с часто установленными стальными колоннами вдоль наружных стен здания (для зданий высотой более 100 м);

- в) конструктивных систем с регулярным расположением несущих конструкций в плане и по высоте здания;
- г) жестких узловых сопряжений между несущими конструкциями;
- д) аутригерных конструкций.

1.1.31 Характеристики стали для основных несущих конструкций, а также правила выбора материалов, следует принимать согласно разделам 5 и 6 [12], а сварных и болтовых соединений согласно разделу 14 [12]. Материалы для стальных конструкций назначают в зависимости от группы конструкций по приложению В [12], при этом для зданий высотой более 100 метров номер группы конструкций уменьшают на единицу (для групп 2-4).

1.1.32 Болтовые соединения стальных конструкций (стыки колонн, балок, узлы сопряжения балка-колонна, балка-балка) проектируют в виде срезных соединений или фрикционных соединений с контролируемым натяжением болтов. Болты следует принимать класса прочности не менее 8.8 (для зданий высотой более 100 м – не менее 10.9) исполнения ХЛ с гайками класса прочности не менее 8 (для зданий высотой более 100 м – не менее 10.9) и шайбами.

1.1.33 Материалы и их расчетные сопротивления для сварки стальных конструкций следует принимать в соответствии с приложением Г [12].

1.1.34 При использовании в конструкциях зданий стали и материалов соединений, не имеющих аналогов в соответствующих разделах [12], требования к ним следует определять в рамках научно-технического сопровождения проектирования здания в соответствии с требованиями ГОСТ 27751, а также путем разработки специальных технических условий.

1.1.35 Сварные соединения стальных конструкций следует проектировать при выполнении их в заводских условиях, а болтовые – при выполнении их на строительной площадке. При проектировании следует минимизировать монтажную сварку и отдавать предпочтение болтовым монтажным соединениям. При технико-экономическом сравнении следует учитывать, что

проектирование болтовых соединений (в особенности в стыках колонн) приводит к увеличению металлоемкости конструкций на 1-5% .

1.1.36 Стальные конструкции многоэтажных и высотных зданий следует проектировать с учетом возможности их разделения на отправочные элементы, не превышающие транспортные габариты (автомобильные или железнодорожные). Как правило, для зданий нормального уровня ответственности (класс сооружений КС-2), следует проектировать конструкции линейный размер которых не превышает 12 м.

1.2 Выбор материалов конструкций

1.2.1 В настоящем руководстве приведены положения, направленные на обеспечение высокой надежности при эксплуатации стальных конструкций при минимальных весовых показателях.

1.2.2 В перечень материалов для стальных конструкций введены: листовой, универсальный широкополосный и фасонный прокат, а также трубы из эффективных сталей, изготовленных в металлургической промышленности по новейшим технологиям, с требованиями в соответствии с таблицами 1, 2 и 3 в зависимости от вида проката.

Таблица 1 – Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального, сортового проката и труб.

Сталь	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление* проката и труб, Н/мм ²		Расчетное сопротивление** проката и труб, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
C235	От 2,0 до 4,0 включ.	235	360	230 / 225	350 / 345
C245	От 2,0 до 20 включ.	245	370	240 / 235	360 / 350
C255	От 2,0 до 3,9 включ.	255	380	250 / 245	370 / 360
	» 4,0 » 10 »	245	380	240 / 235	370 / 360
	Св. 10 до 20 »	245	370	240 / 235	360 / 350
	» 20 до 40 »	235	370	230 / 225	360 / 350
C345	От 2,0 до 10 включ.	345	490	340 / 330	480 / 470
	» 10 » 20 »	325	470	320 / 310	460 / 450
	» 20 » 40 »	305	460	300 / 290	450 / 440
	» 40 » 60 »	285	450	280 / 270	440 / 430
	» 60 » 80 »	275	440	270 / 260	430 / 420
	» 80 » 160 »	265	430	260 / 250	420 / 410

C345K	От 4,0 до 10 включ.	345	470	340 / 330	460 / 450
C355	От 8,0 до 16 включ.	355	470	350 / 340	460 / 450
	» 16 » 40 »	345	470	340 / 330	460 / 450
	» 40 » 60 »	335	470	330 / 320	460 / 450
	» 60 » 80 »	325	470	320 / 310	460 / 450
	» 80 » 100 »	315	470	310 / 300	460 / 450
	» 100 » 160 »	295	470	285 / 280	460 / 450
C355-1; C355-K	От 8,0 до 16 включ.	345	470	350 / 340	460 / 450
	» 16 » 40 »	345	470	340 / 330	460 / 450
	» 40 » 50 »	335	470	330 / 320	460 / 450
C355П	От 8,0 до 16 включ.	355	470	350 / 340	460 / 450
	» 16 » 40 »	345	470	340 / 330	460 / 450
C390; C390-1	От 8,0 до 50 включ.	390	520	380 / 370	505 / 495
C440	От 8,0 до 50 включ.	440	540	430 / 420	525 / 515
C550	От 8,0 до 50 включ.	540	640	525 / 515	625 / 610
C590	От 8,0 до 50 включ.	590	685	575 / 560	670 / 650
C690	От 8,0 до 50 включ.	690	785	- / 650	- / 745
* За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в национальных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения в национальных стандартах или технических условиях приведены только в одной системе единиц – кгс/мм², нормативные сопротивления, Н/мм², следует вычислять умножением соответствующих значений на 9,81 с округлением до 5 Н/мм². ** Значения расчётных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надёжности по материалу, определённые в соответствии с таблицей 3, с округлением до 5 Н/мм². В числителе приведены значения расчётных сопротивлений проката по нормативной документации, в которой используется статистическая процедура контроля свойств проката ($\gamma_m = 1,025$); в знаменателе – расчётное сопротивление остального проката при $\gamma_m = 1,050$.					

Таблица 2 – Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе фасонного проката в виде двутавров с параллельными гранями полок (в соответствии с ГОСТ Р____)

Сталь	Толщина полки профилей, мм	Нормативное сопротивление проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление проката, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
C255Б; C255Б-1	≤ 10	255	380	250	370
	Св. 10 до 20 включ.	245	370	240	360
	»20 »40 »	235	370	230	360
	»40 »60 »	235	370	230	360
	»60 »80 »	225	370	220	360
	»80 » 100 »	215	370	210	360
	> 100	200	360	195	350
C345Б	≤ 10	345	480	335	470
	Св. 10 до 20 включ.	325	470	315	460
	»20 »40»	305	460	300	450
	»40»60 »	285	450	280	440
C345Б-1	≤ 10	345	490	335	480
	Св. 10 до 20 включ.	325	470	315	460
	»20 »40 »	305	460	300	450
	»40 »60 »	285	450	280	440
C355Б	≤ 20	355	470	345	460
	Св.20 до 40 включ.	345	470	335	460
	»40 » 60»	335	470	325	460
	»60 » 80 »	325	460	315	450
	»80» 100 »	315	460	305	450
	> 100	295	460	290	450

С355Б-1	≤ 20	355	470	345	460
	Св.20 до 40 включ.	345	470	335	460
	»40»60»	335	470	325	460
С390Б	Св. 30 до 60 включ.	370	490	360	480
	»60 »80 »	360	480	350	470
	»80»100 »	350	480	340	470
	> 100	330	470	320	460
С440Б	≤ 20	440	600	430	585
	Св. 20 до 30 включ.	430	560	420	545
	»30 »80»	420	520	410	505
	»80 » 100 »	400	520	390	505
	> 100	380	500	370	490
Примечание – Цифра 1 в первом столбце означает вариант химического состава					

Таблица 3 – Нормативные и расчётные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе фасонного проката (уголок, швеллер)

Сталь	Толщина проката *, мм	Нормативное сопротивление ** проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление *** проката, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С245	От 4,0 до 20 включ.	245	370	240 / 235	360 / 350
	» 20 » 40 »	235	370	230 / 225	360 / 350
С255	От 4,0 до 10 включ.	255	380	250 / 245	370 / 360
	» 10 » 20 »	245	370	240 / 235	360 / 350
	» 20 » 40 »	235	370	230 / 225	360 / 350
С345	От 4,0 до 10 включ.	345	480	340 / 330	470 / 460
	» 10 » 20 »	325	470	320 / 310	460 / 450
	» 20 » 40 »	305	460	300 / 290	450 / 440
С345К	От 4,0 до 10 включ.	345	470	340 / 330	460 / 450
С355	От 8,0 до 16 вкл.	355	470	350 / 340	460 / 450
	» 16 » 40 »	345	470	340 / 330	460 / 450
С355-1	От 8,0 до 16 включ.	355	470	350 / 340	460 / 450
	» 16 » 40 »	345	470	340 / 330	460 / 450
С390	От 8,0 до 10 включ.	390	520	380 / 370	505 / 495
	» 10 » 20 »	380	500	370 / 360	480 / 475
	» 20 до 40 »	370	490	360 / 350	480 / 470
* За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки. ** За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в национальных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения в национальных стандартах или технических условиях приведены только в одной системе единиц – кгс/мм², нормативные сопротивления, Н/мм², вычислены умножением соответствующих значений на 9,81 с округлением до 5 Н/мм². *** Значения расчётных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надёжности по материалу, определённые в соответствии с таблицей 3, с округлением до 5 Н/мм². В числителе приведены значения расчётных сопротивлений проката по нормативной документации, в которой используется процедура контроля свойств проката ($\gamma_m = 1,025$), в знаменателе – расчётное сопротивление остального проката при $\gamma_m = 1,050$.					

1.2.3 Основные требования к прокату

1.2.3.1 Прокат, применяемый в конструкциях, должен отвечать требованиям соответствующих государственных стандартов или технических условий на его поставку. При проектировании конструкций следует отдавать

предпочтение материалам, изготавливаемым в соответствии со стандартами, разработанными для строительных конструкций (например, по ГОСТ 27772) и/или техническими условиями на строительные стали и строительный прокат (в том числе для конструкций мостов). Следует избегать применение материалов и сталей общего назначения (например, по ГОСТ 19281).

1.2.3.2 При выборе стали следует учитывать степень ответственности конструкций зданий и сооружений, а также требования ГОСТ 23118 по изготовлению, монтажу (СП 70.13330) и эксплуатации.

1.2.3.3 По химическому составу и хладостойкости металл проката должен отвечать требованиям, указанным в таблицах 4 и 5.

Таблица 4 – Нормируемые показатели ударной вязкости проката

Расчётная температура, °C	Группа конструкций	Нормативное сопротивление стали, Н/мм ²							
		$R_{yn} < 290$		$290 \leq R_{yn} < 390$		$390 \leq R_{yn} < 490$		$R_{yn} \geq 490$	
		Показатели ударной вязкости KCV, Дж/см2							
		при температуре испытаний на ударный изгиб, °C							
		+20	0	-20	-20	-40	-40	-60	-60
$t \geq -45$	1, 2, 3	34	–	–	34	–	34	–	40
$-45 > t \geq -55$	1	–	–	34	–	34	34	–	40
	2, 3	–	34	–	34	–	34	–	40
$t < -55$	1, 2, 3	–	–	34	–	34	–	34	40
Примечания									
1 KCV – ударная вязкость образцов – с V-образным надрезом.									
2 В толстолистовом прокате испытываются поперечные образцы, в фасонном и сортовом прокате – продольные.									
3 В электросварных трубах нормы распространяются на ударную вязкость центра сварного шва и линии сплавления. Ударная вязкость принимается для образцов с острым надрезом.									

Таблица 5 – Требования по химическому составу

Нормативные сопротивления стали, Н/мм ²	Содержание элементов *, % (не более)			C _э , % (не более)
	C	P	S	
$R_{yn} < 290$	0,22	0,040	0,025	—
$290 \leq R_{yn} < 390$	0,14	0,025	0,025	0,45
$390 \leq R_{yn} < 490$	0,12	0,017**	0,010**	0,46
$490 \leq R_{yn} < 590$	0,13	0,015	0,010	0,47
$R_{yn} \geq 590$	0,15	0,015	0,004	0,51
* Предельные отклонения по химическому составу в готовом прокате принимаются по действующему стандарту. ** S + P ≤ 0,020%. П р и м е ч а н и я 1 Углеродный эквивалент C _э , %, следует определять по формуле $C_{\text{э}} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V + Nb}{14} + \frac{Mo}{4} + \frac{P}{2},$ где C, Mn, Si, Cr, Ni, Cu, V, Nb, Mo, P – массовые доли элементов, %. 2 Для сталей с нормативным сопротивлением $290 \leq R_{yn} < 390$ Н/мм ² повышение содержания углерода до 0,17%. 3 Для двутавров с параллельными гранями полок принимают содержание углерода для сталей С345-1 и С355-1 – до 0,18%; стали С390 – до 0,16%; стали С440 – до 0,17%.				

1.2.3.4 В случае, если элементы сварных конструкций испытывают растягивающие напряжения по толщине проката ($s \geq 25\text{мм}$) или при применении остального проката толщиной свыше 40 мм, следует пользоваться указаниями 13.3 [12].

1.2.3.5 Физические характеристики стального проката следует принимать с учетом их изменения в диапазоне климатических температур, как указано в таблице 6.

Т а б л и ц а 6

Характеристика стального проката	Значения характеристики	
	при $t = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$	при климатической t_i
Плотность, кг/м^3	$\rho = 7850$	
Коэффициент линейного расширения, $^{\circ}\text{C}^{-1}$	$\alpha = 0,12 \cdot 10^{-4}$	$\alpha_i = \alpha [1 + 0,02(t_i - t)]$
Модуль упругости, МПа (кгс/см^2)	$E = 2,06 \cdot 10^5 (2,1 \cdot 10^6)$	$E_i = E [1 + 0,27 \cdot 10^{-3}(t_i - t)]$
Модуль сдвига, МПа (кгс/см^2)	$G = 0,78 \cdot 10^5 (0,8 \cdot 10^6)$	
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона)	$\nu = 0,3$	

1.3 Сортамент

1.3.1 При проектировании основных несущих конструкций многоэтажных зданий следует использовать широкополочные двутавры с параллельными гранями полок, фасонный прокат (уголки, швеллеры), листовой прокат (в виде составных сварных сечений). Для основных колонн и балок перекрытий следует отдавать предпочтение широкополочным двутаврам с параллельными гранями полок, выпускающимся в соответствии с СТО АСЧМ 20-93, а также ГОСТ Р XXXXX. Сортамент ГОСТ Р XXXXX включает профили балочные и широкополочные (тип Б и Ш – для проектирования изгибаемых

конструкций), колонные (тип К – для проектирования сжатых, сжато-изогнутых и растянутых конструкций) и значительно расширен на 212 новых профилей (по сравнению со СТО АСЧМ 20-93), геометрические размеры которых подобраны с учетом тенденций развития теории сортамента. Введена дополнительная группа колонных и балочных профилей (тип ДК и ДБ), аналогичных зарубежным стандартам и освоенных отечественными металлургическими предприятиями.

1.3.2 Сортамент ГОСТ Р XXXXX позволяет подбирать оптимальные сечения профилей с максимальным коэффициентом использования сечений, близким к 1,0, и более экономично расходовать сталь (экономия до 4,8% по сравнению с конструкциями по сортаменту СТО АСЧМ 20-93 при использовании стали класса прочности не выше С355) за счет большего количества профилеразмеров. При использовании в конструкциях стали повышенной прочности С440 в сравнении со сталями С255...С355 эффект экономии стали увеличивается и составляет для некоторых многоэтажных зданий до ~12% в общей массе. Также ГОСТ Р XXXXX имеет большую гибкость в части подбора сечений конструкций примерно равной несущей способности, но в разных габаритах по высоте (например, конструкцию из профилеразмеров с литерами 25, 30, 35, 40).

1.3.3 Эффект от применения сталей С390, С440 по ГОСТ Р XXXXX наблюдается при проектировании **колонн** многоэтажных зданий, а также элементов большепролетных конструкций. Установлено, что в случае замены стали С255 на С440 «смещение» в сторону более легкого профиля из более прочной стали в рамках одного размерного ряда составит 1...5 литер, а при замене сталей С355 на С440 не более 2 литер. При этом для малых размерных рядов (15К, 20К) эффект от замены стали на более прочную минимален, а для случая сравнения профилей из сталей С255-С390 практически отсутствует. Наиболее эффективно использование стали С390 и С440 в профилях крупных сечений 25К, 30К, 35К, 40К, но даже в этом случае «смещение» в сторону более «легкого» профиля

составляет не более 5 литров (например, 40K14 из стали С440 заменяет 40K19 из стали С255). Рационально заменять профили из сталей С255, С345, С355 на более «легкие» профили из сталей С390, С440 на стадии проектирования конкретных объектов.

1.3.4 Наиболее крупные профили колонного сечения (30К...40К) по ГОСТ Р XXXXX востребованы при строительстве зданий повышенной этажности (высотой от 60 м) и большепролетных конструкций пролетом свыше 40 м.

Наиболее крупные балочные профили (50Ш и более, а также 60Б и более) ГОСТ Р XXXXX востребованы при строительстве зданий торгового, офисного и промышленного назначения с ячейкой колонн более 7х7 м до 12х12 м.

1.3.5 При проектировании строительных стальных конструкций следует компоновать каждый элемент конструкции и весь объект в целом из минимально необходимого числа различных профилей. Применяемые в одном отправочном элементе уголки, тавры, полосы одного калибра (одного номинального размера), но разной толщины должны иметь разность толщин одноименных профилей не менее 2 мм. Следует избегать применение в одном отправочном элементе одинаковых профилированных листов из стали разных марок. Применение в одном объекте профилированных листов одной номинальной высоты разной толщины не допускается.

1.3.3 Количественную оценку экономичности одного профиля элемента конструкции в сравнении с другим следует производить только при соблюдении условий сопоставимости, а именно: при одинаковых геометрических и расчетных схемах, при одинаковых силовых воздействиях и при равной несущей способности (по прочности или устойчивости) сравниваемых профилей (элементов конструкций), а также при равной жесткости, если предельная деформация является определяющим условием.

1.3.6 Сортамент металлопроката представлен в разделе 6.1.

1.4 Нагрузки и воздействия

1.4.1 Общие положения

1.4.1.1 В настоящем разделе рассматриваются минимальные значения нагрузок и воздействий, а также их сочетания, которые необходимо учитывать при проектировании стальных конструкций многоэтажных зданий наряду с положениями других нормативных документов.

1.4.1.2 При проектировании стальных несущих и ограждающих конструкций, оснований и фундаментов многоэтажных зданий необходимо учитывать нагрузки и воздействия, указанные в [13] и СП14.13330.2014 в основных и особых сочетаниях, определяемых с учетом реализации наиболее неблагоприятных условий работы конструктивных элементов здания.

Коэффициенты сочетаний основных нагрузок определяются в соответствии с указаниями [13] (раздел 6).

1.4.1.3 При проектировании и расчете многоэтажных зданий повышенного уровня ответственности (класс сооружения КС-3) необходимо учитывать особые воздействия, возникающие при локальных разрушениях несущих конструкций в результате чрезвычайных ситуаций. Сооружения класса КС-2 рассчитываются на ПО в соответствии с [15].

К особым воздействиям относятся: образование карстовых воронок, провалов в основаниях зданий, взрывы снаружи или внутри сооружения, пожары, аварии и разрушение несущих конструкций вследствие дефектов в материалах, некачественного производства работ.

При расчете зданий на особое сочетание нагрузок необходимо учитывать постоянные, длительные и одно из особых воздействий с коэффициентами сочетаний, указанными в [13] (п. 6.5).

1.4.1.4 В качестве постоянных нагрузок для многоэтажных зданий следует учитывать вес:

- основных несущих вертикальных элементов (стен, колонн),

- конструкций перекрытий, покрытий,
- отделки потолков,
- фасадных систем со светопрозрачным заполнением,
- конструкций полов и кровель,
- конструкций инженерных коммуникаций,
- влаго- и теплоизоляционных материалов,
- огнезащиты колонн и балок.

1.4.1.5 Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f принимаются для различных материалов в соответствии с [13] (для стальных конструкций $\gamma_f = 1,05$, который учитывает изменчивость веса конструкций, обусловленную отклонением фактических размеров от проектных). Вместе с тем, приблизительные веса соединительных пластин, фасонки и метизов должны учитываться отдельно и дополнительно к собственному весу дискретной конечно-элементной расчетной схемы.

1.4.2 Равномерно распределенные и временные нагрузки

1.4.2.1 Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на перекрытия, покрытия и лестницы следует принимать по таблице 8.3 [13].

1.4.2.2 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f следует принимать согласно [13] (п. 8.2.2).

1.4.2.3 Нормативные значения нагрузок на ригели и плиты перекрытий в жилых помещениях от веса временных перегородок допускается учитывать, как равномерно распределенные нагрузки, принимаемые на основании расчета для схем их размещения, с учетом использованных материалов и отделки, но не менее 1,0 кПа (100 кгс/ м²).

1.4.2.4 Нормативные значения горизонтальных нагрузок на поручни перил лестниц и балконов при отсутствии специальных требований следует принимать равными 0,8 кН/м (80 кгс/м).

1.4.2.5 Для многоэтажных зданий необходимо учитывать кратковременные нагрузки на покрытия стилобатных и подземных частей зданий от транспортных средств и пожарного автотранспорта. Нормативное значение нагрузки от транспортных средств общим весом свыше 16 т, в том числе пожарного автотранспорта на стены подвалов и покрытие подземной части многоэтажного здания следует принимать согласно техническим данным транспортных средств и в соответствии с заданием на проектирование. При отсутствии паспортных данных транспортных средств, следует принимать нормативное значение нагрузки от веса пожарных автомашин не менее 30 кПа (3000 кгс/ м²).

Покрытие подземной части многофункционального комплекса, доступное для проезда пожарных автомашин, следует проектировать из расчета нагрузки от пожарной автомашины не менее 16 тонн на ось, и общей нагрузки от наиболее тяжелых машин (автоподъемников) в 46 тонн, установленных в наиболее неблагоприятном возможном положении, в соответствии с [11].

Давление на покрытие от выносных опор пожарного автомобиля следует учесть в отдельном расчетном сочетании нагрузок и принять равным 1,75 средней нагрузки на опору.

Размеры площадки для передачи нагрузки от колес пожарного автомобиля на покрытие проезжей части следует принимать равными 0,2×0,6 м; размеры основания выносной опоры или специальной подкладки - 0,5×0,5 м.

1.4.2.6 Нагрузки для расчета плит перекрытий, покрытий и полов на грунтах автостоянок, расположенных в многоэтажных зданиях, следует принимать согласно [13] (раздел 8.4).

1.4.2.7 Введение понижающего коэффициента сочетаний φ_n к нормативным значениям нагрузок согласно [13] (п. 8.2.4 и 8.2.5) для помещений встроенных автостоянок и многоэтажных гаражей не допускается.

1.4.2.7 Суммарная расчетная нагрузка на перекрытие с учетом постоянной и временной нагрузок для жилых и общественных зданий нормального уровня ответственности (класс сооружения КС-2), как правило не превышают

величины 1,0...1,2 т/м²; для жилых, общественных зданий повышенного уровня ответственности (класс сооружения КС-3), как правило, не превышают 1,5...2,0 т/м².

1.4.3 Снеговые нагрузки

Снеговые нагрузки следует определять в соответствии с [13] (раздел 10).

1.4.4 Ветровые нагрузки

Ветровые нагрузки следует определять в соответствии с [13] (раздел 11).

При расчете многоэтажных зданий на ветровые нагрузки необходимо учитывать следующие воздействия ветра:

- среднюю и пульсационную составляющие ветровой нагрузки;
- пиковую ветровую нагрузку для элементов ограждения и узлов их крепления;
- резонансное вихревое возбуждение;
- воздействия, вызывающие нарушения условий комфортности пешеходных зон (динамическая комфортность)

1.4.5 Гололедные нагрузки

1.4.5.1 Гололедные нагрузки необходимо учитывать при проектировании шпилей, решетчатых элементов конструкций, а также стен и покрытий многоэтажных зданий, фасадных систем, декоративных элементов и т.п., расположенных на высоте 100 м и более, в соответствии с требованиями [13] (раздел 12).

1.4.5.2 В расчетах необходимо учитывать наиболее неблагоприятные схемы распределения гололедных нагрузок по поверхности здания и элементам ограждающих конструкций при различных направлениях ветрового потока, которые характеризуются различными значениями коэффициентов μ_2 . Наибольшие значения μ_2 принимаются для элементов малых размеров, расположенных с наветренной стороны, при действии

ветрового потока вдоль более длинных сторон здания. Для отдельных элементов конструкций при различных направлениях ветрового потока значения коэффициента μ_2 следует уточнить по данным специально проведенных исследований.

1.4.5.3 Гололедные нагрузки на элементы конструкций, имеющие сложную геометрическую форму, выступающие части, вырезы или отверстия, решетчатые элементы и т.п., которые могут подвергаться обледенению, следует принимать на основе рекомендаций, разработанных в рамках научно-технического сопровождения проектирования.

1.4.6 Температурные климатические воздействия

Расчет на температурные климатические воздействия необходимо выполнять в соответствии с [13] (раздел 13) и требованиями норм проектирования конструкций в тех случаях, когда в несущих и ограждающих конструкциях зданий не предусмотрена компенсация соответствующих деформаций (перемещений). При этом следует учитывать изменение во времени средней температуры и перепад температуры по сечению элемента с учетом его расположения (вертикальное, горизонтальное) и ориентации.

1.4.7 Коэффициент надежности по ответственности

1.4.7.1 Коэффициент надежности по ответственности устанавливается в соответствии с ГОСТ 27751 (п. 10) генеральным проектировщиком по согласованию с заказчиком и закрепляется в задании на проектирование и/или специальных технических условиях.

1.4.7.2 Высотные здания высотой более 100 м (и/или с консолями более 20 м, и/или заглублением подземной части более чем на 15 м) в соответствии с классификацией ГОСТ 27751 относят к сооружениям класса КС-3 и при их проектировании необходимо использовать следующие значения коэффициента надежности по ответственности:

- при расчете несущих конструкций, оснований и фундаментов зданий различной высоты по первой группе предельных состояний на основное сочетание нагрузок:

- от 100 до 200 м - γ_n не менее 1,1;

- свыше 200 м - γ_n не менее 1,2;

- при расчете несущих конструкций, оснований и фундаментов по второй группе предельных состояний на основное сочетание нагрузок, а также по первой группе предельных состояний элементов ограждения, узлов их крепления, основных конструкций на особое сочетание нагрузок при чрезвычайных ситуациях, а также при оценке комфортности пребывания людей следует принимать $\gamma_n = 1,0$.

1.4.7.3 Для зданий высотой менее 100 м и относящихся к сооружениям класса КС-2 в соответствии с ГОСТ 27751, значение коэффициента надежности по ответственности следует принимать равным единице.

1.4.7.4 Для наиболее ответственных элементов конструкций здания допускается устанавливать заказчиком по согласованию с проектировщиком в задании на проектирование или специальных технических условиях частное значение коэффициента надежности по ответственности, но не менее значений, установленных п. 1.4.7.2.

1.4.8 Сейсмические воздействия и их учет при проектировании

1.4.8.1 Здания необходимо рассчитывать на сейсмические воздействия в соответствии с СП 14.13330.

Расчет конструкций и оснований должен выполняться на основное и особое сочетания нагрузок. При расчете на особое сочетание с учетом сейсмического воздействия значения расчетных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, принимаемые по таблице 2 СП 14.13330. При этом температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта не учитываются.

1.4.8.2 Интенсивность сейсмических воздействий в баллах (сейсмичность) для района строительства следует принимать на основе комплекта карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации, который отражает 10 %-ную (карта A), 5 %-ную (карта B), 1 %-ную (карта C) вероятности возможного превышения в течение 50 лет указанных на картах значений сейсмической интенсивности. Указанным значениям вероятностей соответствуют следующие средние интервалы времени между землетрясениями расчетной интенсивности: 500 лет (карта A), 1000 лет (карта B), 5000 лет (карта C).

Решение о выборе карты для оценки сейсмичности площадки при проектировании конкретного объекта принимается заказчиком по представлению генерального проектировщика. При отсутствии информации карту А использовать для объектов пониженного или обычного уровня ответственности, карту В – для повышенного уровня, карту С – для особо ответственных (элементы АЭС, особо опасных объектов и пр.).

1.4.9 Устойчивость к прогрессирующему обрушению.

1.4.9.1 Основные положения.

- Высотные здания должны быть защищены от прогрессирующего (цепного) обрушения в случае локального разрушения их несущих конструкций при аварийных воздействиях, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации зданий (пожары, взрывы, ударные воздействия транспортных средств, несанкционированная перепланировка и т. п.). В случае аварийных воздействий допускаются локальные разрушения отдельных вертикальных несущих элементов в пределах одного этажа или участка перекрытия одного этажа, не приводящие к обрушению или разрушению конструкций, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными аварийным воздействием.

Расчет здания в случае локального разрушения конструкций проводят только по предельным состояниям первой группы. Развитие неупругих

деформаций, перемещения конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой ЧС не ограничивают.

- Устойчивость высотного здания против прогрессирующего обрушения следует обеспечивать наиболее экономичными средствами:

- рациональным конструктивно-планировочным решением здания с учетом возможности возникновения рассматриваемой аварийной ситуации;

- конструктивными мерами, обеспечивающими неразрезность конструкций;

- применением материалов и конструктивных решений, обеспечивающих развитие в элементах конструкций и их соединениях пластических деформаций.

- Реконструкцию высотного здания, в частности перепланировку и переустройство помещений, следует выполнять так, чтобы не снижать его устойчивость против прогрессирующего обрушения.

- В качестве локального гипотетического разрушения следует рассматривать разрушение (удаление) несущих конструкций одного (любого) этажа здания на участке, ограниченном кругом площадью до 80 м² (диаметр 10 м) для зданий высотой до 200 м и до 100 м² (диаметр 11,5 м) для зданий выше 200 м, в следующих случаях:

- 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 (стены) от края до ближайшего проема или на участке указанного размера (при размещении центра круга на краю стены);

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

О колонн (пилонов) 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 (пилона)].

Для оценки устойчивости здания к прогрессирующему обрушению рассматривают наиболее опасные расчетные схемы разрушения.

Схемы локальных гипотетических разрушений определяются генеральным проектировщиком с учетом вышеуказанных случаев.

1.4.9.2. Расчетные нагрузки и характеристики материалов

- Расчет по прочности и устойчивости проводят на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее в себя постоянные и временные длительные нагрузки, а также воздействие на конструкцию здания локальных гипотетических разрушений по 8.3.1.4. Локальное разрушение может быть расположено в любом месте здания.

- Постоянная и длительная временная нагрузки принимаются согласно действующим нормативным документам и принятым проектным решениям с коэффициентами сочетания нагрузок и коэффициентами надежности по нагрузкам, равными 1.

- Расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов принимаются равными их нормативным значениям согласно действующим нормативным документам на проектирование железобетонных и стальных конструкций.

1.4.9.3. Методы расчета

- Для расчета высотных зданий следует использовать пространственную расчетную модель. В модели могут учитываться элементы, которые при нормальных эксплуатационных условиях являются несущими (например, навесные наружные стеновые панели, железобетонные ограждения балконов и т. п.), а при наличии локальных воздействий активно участвуют в перераспределении усилий в элементах конструктивной системы.

Расчетная модель здания должна отражать все схемы локальных разрушений в соответствии с 1.4.9.1 При этом для каждого локального разрушения следует разрабатывать отдельную расчетную модель.

Удаление одного или нескольких элементов изменяет конструктивную схему и характер работы элементов, примыкающих к месту разрушения либо зависших над ним, что необходимо учитывать при назначении жесткостных характеристик элементов и их связей.

- Расчет здания следует выполнять с использованием программных комплексов, реализующих МКЭ, допускающих возможность учета физической и геометрической нелинейности жесткостных характеристик элементов.

В конструкциях, для которых требования прочности не удовлетворяются, должно быть предусмотрено резервирование прочности (увеличение содержания арматуры, увеличение размеров поперечных сечений, повышение класса бетона и т. д.), либо должны быть приняты другие меры, повышающие сопротивление конструктивной системы здания прогрессирующему обрушению.

- В случае обеспечения пластичной работы конструктивной системы в предельном состоянии проверку устойчивости против прогрессирующего обрушения элементов, расположенных над локальными разрушениями, следует проводить кинематическим способом метода предельного равновесия, дающим наиболее экономичное решение.

- В общем случае необходимо выполнить проверку прочности и устойчивости вертикальных и горизонтальных несущих конструкций, прилегающих к локальному разрушению, так как его воздействие может привести к увеличению напряжений и усилий. При этом следует рассматривать как конструкции этажа, на котором возникает локальное разрушение, так и конструкции вышележащего и нижележащего этажей.

- Каждое перекрытие высотного здания должно быть рассчитано на восприятие веса участка перекрытия вышележащего этажа (постоянная и

длительная нагрузки с коэффициентом динамичности $k_f = 1,5$) на площади 80 м² для зданий высотой до 200 м и 100 м² для зданий выше 200 м.

1.5 Предельные деформации конструкций многоэтажных зданий, ускорения колебаний

1.5.1 Предельные прогибы и перемещения несущих и ограждающих конструкций многоэтажных зданий при расчете по второй группе предельных состояний следует определять в соответствии с [13].

1.5.2 При расчете строительных конструкций должно быть выполнено условие

$$f \leq f_u, \quad (6)$$

где f – прогиб (выгиб) и перемещение элемента конструкции (или конструкции в целом);

f_u – предельный прогиб (выгиб) или перемещение, регламентированные в [13].

Расчет необходимо производить исходя из следующих требований:

а) технологических (обеспечение условий нормальной эксплуатации технологического и подъемно-транспортного оборудования, контрольно-измерительных приборов и т.д.). Расчетная ситуация должна соответствовать действию нагрузок, влияющих на работу технологического оборудования;

б) конструктивных (обеспечение целостности примыкающих друг к другу элементов конструкций и их стыков, обеспечение заданных уклонов). Расчетная ситуация должна соответствовать действию нагрузок, которые могут привести к повреждению смежных элементов в результате значительных прогибов и перемещений;

в) физиологических (предотвращение вредных воздействий и ощущений дискомфорта при колебаниях). Расчетная ситуация должна соответствовать состоянию, связанному с колебаниями конструкций, и при этом необходимо учитывать нагрузки, влияющие на колебания конструкций, ограничиваемые требованиями [13];

г) эстетико-психологических (обеспечение благоприятных впечатлений от внешнего вида конструкций, предотвращение ощущения опасности). Расчетная ситуация должна соответствовать действию постоянных и длительных нагрузок.

Каждое из указанных требований должно быть выполнено при расчете независимо от других.

1.5.3 Ограничения колебаний конструкций следует устанавливать в соответствии с СН 2.2.4/2.1.8.566, а также с учетом п. 1.5.9.

1.5.4 Расчетные ситуации, для которых следует определять прогибы и перемещения, соответствующие им нагрузки, а также требования, касающиеся строительного подъема, приведены в [13].

1.5.5 Прогибы элементов конструкций не ограничиваются исходя из эстетико-психологических требований, если не ухудшают внешний вид конструкций (например, мембранные покрытия, наклонные козырьки, конструкции с провисающим или приподнятым нижним поясом) или если элементы конструкций скрыты от обзора. Прогибы не ограничиваются исходя из указанных требований и для конструкций перекрытий и покрытий над помещениями с непродолжительным пребыванием людей (например, трансформаторных подстанций, чердаков).

1.5.6 Предельные горизонтальные перемещения верха многоэтажных и высотных зданий f_{ult} с учетом крена фундаментов при расчете по недеформированной схеме в зависимости от высоты здания h не должны превышать $h/500$ (h – строительная высота здания, равная расстоянию от верха фундамента до срединной плоскости плиты покрытия). Перемещения верха определяют при действии нагрузок, отвечающих соответствующей расчетной ситуации по второй группе предельных состояний. Для зданий высотой более 150 м предельные деформации назначаются специальными техническими условиями в пределах $1/500 \dots 1/1000$ высоты здания.

1.5.7 При расчете по деформированной схеме значения предельных горизонтальных перемещений верха здания должны также ограничиваться

величиной $h/500$, а также исходя из условий эксплуатации технологического оборудования.

1.5.8 Допускается горизонтальные перемещения верха зданий с применением монолитных железобетонных конструкций в ядрах и стенах жесткости определять при пониженных упругих жесткостях железобетонных элементов. В первом приближении значения модуля упругости материала E_b допускается принимать с понижающими коэффициентами: 0,6 – для вертикальных сжатых элементов; 0,2 – для плит перекрытий (покрытий) при наличии трещин, 0,3 – при отсутствии трещин.

1.5.9 Расчет перекосов вертикальных этажных ячеек от неравномерных вертикальных и горизонтальных деформаций соседних несущих конструкций стен выполняют с учетом стадии возведения, а также времени и длительности приложения нагрузок. При этом необходимо учитывать работу основания. Величина перекосов вертикальных ячеек не должна превышать $h_s/300$, где h_s – высота этажа, равная расстоянию между срединными плоскостями плит смежных этажей. Для зданий высотой более 150 м предельные перекосы вертикальных этажных ячеек назначаются специальными техническими условиями, исходя из принципа сохранности перегородок и ограждающих конструкций.

1.5.10 Прогибы элементов покрытий должны быть такими, чтобы, несмотря на их наличие, был обеспечен уклон кровли не более 1/200 в одном из направлений (кроме случаев, оговоренных в других нормативных документах).

1.5.11 Предельные прогибы элементов конструкций покрытий и перекрытий, ограничиваемые исходя из технологических, конструктивных и физиологических требований, следует отсчитывать от изогнутой оси, соответствующей состоянию элемента в момент приложения нагрузки, от которой вычисляется прогиб, а ограничиваемые исходя из эстетико-психологических требований – от прямой, соединяющей опоры этих элементов.

1.5.12 Предельные прогибы для различных расчетных ситуаций приведены в [13].

Для элементов конструкций зданий и сооружений, предельные прогибы и перемещения которых не оговорены настоящим руководством и другими нормативными документами, вертикальные и горизонтальные прогибы и перемещения от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок не должны превышать $1/150$ пролета или $1/75$ вылета консоли.

1.5.13 При проектировании стальных конструкций, как части сталежелезобетонной конструкции, прогибы и предельно допустимые деформации, раскрытие трещин и т.д. следует вычислять и определять, как для сталежелезобетонной конструкции в соответствии с требованиями [14].

1.5.14 При оценке комфортности пребывания людей в зданиях (динамическая комфортность) расчетные значения ветровой нагрузки w_c принимаются равными

$$w_c = 0,7w_p, \quad (6a)$$

где w_p – нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

Максимальное ускорение перекрытия эксплуатируемого этажа здания не должно превышать величины $a_{c,\max} = 0,08 \text{ м/с}^2$.

1.5.15 При колебаниях строительных конструкций зданий и сооружений классификацию вибраций, нормируемые параметры, их предельно допустимые значения необходимо устанавливать согласно требованиям соответствующих действующих нормативных документов.

При наличии высокоточного оборудования и приборов, чувствительных к колебаниям конструкций, на которых они установлены, предельные значения виброперемещений, виброскорости, виброускорения следует определять в соответствии с заданием на проектирование.

1.6 Обеспечение общей устойчивости каркасов, разбивка зданий на температурные блоки

1.6.1 Конструктивная система многоэтажного здания является совокупностью взаимосвязанных несущих конструктивных элементов, обеспечивающих его прочность, устойчивость и необходимый уровень эксплуатационных качеств. Конструктивные системы многоэтажных зданий состоят из вертикальных несущих элементов (колонн, стен, диафрагм, ядер жёсткости), горизонтальных несущих элементов (плит перекрытий, покрытия, ферм) и фундамента.

Общая устойчивость многоэтажных каркасов обеспечивается:

- а) в вертикальных плоскостях – наличием ядер жесткости, стен, вертикальных связевых ферм;
- б) в горизонтальной плоскости – наличием жестких дисков в виде сборных или монолитных перекрытий, объединенных со стальными балками каркаса специальными связями (гибкими или жесткими упорами, арматурными выпусками и т.д.).

1.6.4 При наличии у многоэтажного здания развитой в плане и малоэтажной стилобатной части, а также разновысоких зданий в многоэтажном комплексе, следует предусматривать деформационные осадочные швы, отделяющие их друг от друга. Также в зависимости от габаритных размеров в плане примыкающих друг к другу зданий и стилобата, следует предусматривать температурно-усадочные швы. Требуемые расстояния между температурно-усадочными швами следует устанавливать расчетом. Отказ от деформационных и температурно-усадочных швов необходимо обосновывать расчетом.

1.6.5 Расчет на устойчивость формы и положения выполняют на действие расчетных постоянных, длительных и кратковременных нагрузок.

Для зданий со стальным каркасом коэффициент запаса по устойчивости формы, представляющий собой отношение расчетной величины нагрузки, при которой возникает возможность потери общей устойчивости здания, к величине эксплуатационной нагрузки на конструктивную систему, должен

быть не менее 1,3 при расчёте по деформированной схеме и не менее 2,0 при расчете по недеформированной схеме.

При расчете устойчивости формы конструктивной системы необходимо учитывать нелинейную работу материалов.

1.6.6 При расчете устойчивости здания на опрокидывание следует рассматривать его конструктивную систему как жесткое недеформируемое тело. При расчете на опрокидывание удерживающий момент от вертикальной нагрузки должен превышать опрокидывающий момент от горизонтальной нагрузки с коэффициентом запаса 1,5.

Расчет на устойчивость формы и положения (опрокидывание) конструктивной системы многоэтажного здания следует производить на действие расчетных постоянных, временных длительных и кратковременных вертикальных и горизонтальных нагрузок.

1.7 Наружные стены

1.7.1 Наружные стены в многоэтажных зданиях, помимо предъявляемых к ним общих требований в соответствии с действующими нормативными документами, должны:

- в) воспринимать дифференцированные по высоте ветровые нагрузки, в том числе их пульсационную составляющую, в соответствии с [13]; воспринимать пиковые ветровые воздействия в соответствии с [13];
- г) соответствовать требованиям к уровню тепловой защиты зданий;
- д) иметь класс пожарной опасности в соответствии с требованиями п. 5.2.2 [16]. Для зданий класса КС-3 – принимается класс пожарной опасности К0, кроме того должны отвечать требованиям по огнестойкости наружных ограждающих конструкций, изложенным в Федеральном законе от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности»;
- е) иметь долговечность теплоизолирующего слоя, равную долговечности ограждающей конструкции. В противном случае

конструкция наружного ограждения должна обеспечивать ремонт или замену теплоизолирующего слоя.

ж) отвечать особым эксплуатационным требованиям, связанным с обслуживанием и ремонтом фасадов высотных зданий.

1.7.2 Узлы крепления ненесущих наружных стен (или наружных слоев несущих стен) к несущим конструкциям здания должны обеспечивать их свободные деформации при температурно-влажностных воздействиях.

1.7.3 Крепления навесных наружных стен к несущим конструкциям здания следует выполнять преимущественно на болтовых соединениях.

1.7.4 Металлические элементы конструкций должны быть защищены от коррозии согласно СП 72.13330.2016, СП 28.13330.2012.

1.7.5 Проектирование ограждающих конструкций следует выполнять с учетом класса сооружения, к которому отнесено здание (в соответствии с ГОСТ 27751). При разработке проектной документации необходимо выполнить прочностные и теплотехнические расчеты, указать решения основных узлов системы. Применяемые элементы основных несущих и ограждающих конструкций должны соответствовать требованиям действующих строительных норм и правил, государственных стандартов. Проектная документация должна содержать схемы фасадных систем, узлы крепления системы к основным несущим конструкциям.

1.8 Перегородки

1.8.1 Перегородки многоэтажных зданий должны соответствовать требованиям действующих строительных норм и правил, государственных стандартов.

1.8.2 Перегородки должны соответствовать назначению и внутренней отделке здания.

1.8.3 Перегородки должны соответствовать требованиям пожарной безопасности, изложенным в Федеральном законе от 22 июля 2008 г. № 123-

ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» и СП 2.13130.

1.8.4 Перегородки должны соответствовать санитарным требованиям:

- з) иметь малую проницаемость для газов, паров и воды;
- и) поверхность перегородок должна легко и без повреждения поддаваться дезинфекции;
- к) перегородки не должны иметь трещин, щелей и пустот.

1.8.5 Перегородки должны отвечать требованиям звукоизоляции согласно СП 23-103 и СП 51.13330.

1.8.6 Для снижения общего веса здания и расхода стали на перекрытия при проектировании следует отдавать предпочтение современным легкобетонным материалам или системам каркасных перегородок из легких профилей. Следует избегать проектирование перегородок из керамического кирпича, цементных блоков.

1.9 Перекрытия

1.9.1 Перекрытия многоэтажных зданий должны соответствовать требованиям действующих строительных норм и правил, государственных стандартов.

1.9.2 Перекрытия в зданиях со стальным каркасом следует проектировать сборными, монолитными или сборно-монолитными с опиранием на стальные балки. Опирание перекрытия на балки может выполняться сверху или в одном уровне. При проектировании зданий жилого назначения следует отдавать предпочтение опиранию перекрытий в одном уровне; при проектировании зданий общественного назначения – опиранию перекрытий на балки сверху. Проектом устанавливается необходимость

1.9.3 При проектировании плит перекрытий из монолитного железобетона следует соблюдать требования по конструированию железобетонных конструкций, приведенные в СП 63.13330.

1.9.4 Перекрытия должны соответствовать требованиям пожарной безопасности, изложенными в ФЗ № 123 от 22 июля 2008 г. и СП 2.13130.

1.9.5 Перекрытия должны отвечать требованиям звукоизоляции согласно СП 23-103 и СП 51.13330.

1.9.6 Правила проектирования балок и балочных клеток приведены в разделе 4.

1.10 Конструкции из профилированного настила

1.10.1 Конструкции из профилированного настила в зданиях со стальным каркасом следует применять для устройства покрытий и перекрытий.

1.10.2 Общая толщина монолитной плиты перекрытия по профилированному настилу, который используется в качестве несъемной опалубки, должна быть не менее 125 мм. Толщина бетона над верхней поверхностью гофров настила должна быть не менее 50 мм, над верхним концом анкерного упора – не менее 30 мм. Листы профилированного настила должны соединяться между собой по продольным краям внахлест крайними полками с помощью комбинированных заклепок или самонарезающих винтов диаметром от 4,8 до 5,5 мм с шагом не более 400 мм. Настил должен крепиться к стальным опорным балкам перекрытия самонарезающими винтами или дюбелями диаметром от 4,5 до 6,3 мм в каждом гофре. Ширина нижних полок настила, в гофрах которого располагаются анкерные упоры, должна быть не менее 50 мм. Упоры располагаются симметрично относительно оси опорной балки с шагом по длине балки не менее 50 мм и не более 400 мм. Необходимую звукоизоляцию принимать с учетом требований СП 23-103 и СП 51.13330.

1.10.3 При проектировании плит перекрытий из монолитного железобетона по профилированному настилу, который используется в качестве несъемной опалубки, следует соблюдать требования по конструированию железобетонных конструкций, приведенные в СП 63.13330, [11] и [10].

2 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТАМ КОНСТРУКЦИЙ

2.1 Расчетные сочетания усилий

2.1.1 В расчетные сочетания должны включаться такие воздействия, которые оказывают наиболее неблагоприятное влияние на конструкции с точки зрения рассматриваемого предельного состояния. В расчетах конструкций могут быть использованы сочетания воздействий двух типов:

- л) основные, применяемые при проверке надежности в установившихся и переходных расчетных ситуациях;
- м) аварийные, применяемые при проверке надежности в аварийных расчетных ситуациях.

2.1.2 Пониженная вероятность одновременного действия нескольких случайных воздействий, как правило, учитывается путем умножения суммы нагрузочных эффектов от действия расчетных значений всех воздействий на коэффициент сочетания $\psi < 1$. Коэффициент сочетания определяется из условия равнообеспеченности суммарного нагрузочного эффекта и расчетных значений отдельных воздействий и зависит от вида учитываемых воздействий и их долей в составе суммарного нагрузочного эффекта. При этом в отечественных нормах [13] используется совместный коэффициент сочетаний и суммарное расчетное усилие или перемещение определяется нагрузкой S , вычисляемой по формуле:

$$S = \psi \sum_i S_i \quad (7)$$

которая понижает значение суммарной нагрузки S , составленной из полных значений S , одновременно действующих нагрузок.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок различают:

- а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;
- б) особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

2.1.3 При учете сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок или

соответствующих им усилий в формуле S используются коэффициенты сочетаний, равные:

- а) в основных сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$ для кратковременных $\psi_2 = 0,9$;
- б) в особых сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$; для кратковременных $\psi_2 = 0,8$ кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений для сейсмических районов и в других нормах проектирования конструкций и оснований. При этом особую нагрузку следует принимать без снижения.

2.1.4 При учете основных сочетаний, включающих постоянные нагрузки и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), коэффициенты сочетаний ψ_1, ψ_2 не используют.

2.1.5 При большом количестве нагрузок, комбинации желательно генерировать с помощью сертифицированных программных комплексов.

2.1.6 Для зданий со сложными геометрическими формами и неоднозначным распределением постоянных и временных нагрузок, рекомендуется натурное и программное моделирование реальных условий эксплуатации.

2.2 Учет неточностей монтажа

2.2.1 Как показано в 7.1.8 СП 294.1325800, учитываемый при расчете центрально сжатых колонн коэффициент φ , случайный эксцентриситет e_b не учитывает особенности многоэтажных и высотных зданий. Кроме того, колонны нижних этажей имеют малую условную гибкость, и значение данного коэффициента приближается к 1,0. К несовершенствам, характерным для колонн многоэтажных и высотных зданий, относятся:

- а) отклонение осей верхнего и нижнего сечений элемента от строительных осей здания, в результате которого отправочный элемент располагается под углом θ относительно вертикальной оси (рисунок 4, а, б);

- б) неточное (эксцентричное) совмещение опорных сечений смежных элементов колонн ε (рисунок 4, в, д);
- в) неплотное прилегание фрезерованных торцов в стыке и заполнение их подкладками (рисунок 4, з).

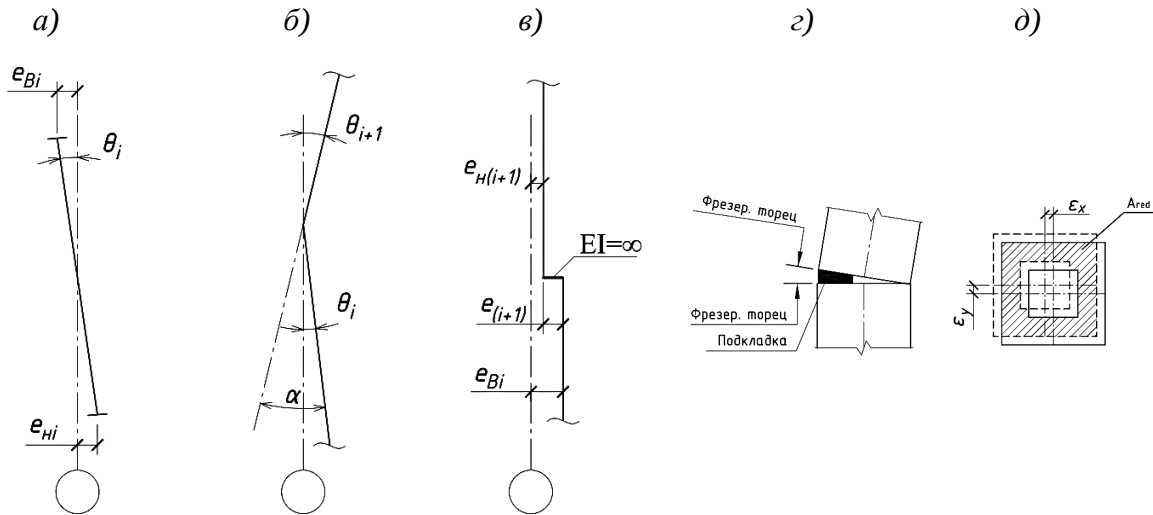


Рисунок 4 – Погрешности, возникающие при монтаже колонн многоэтажных зданий

2.2.2 Для массивных колонн высотных зданий величины напряжений, определенные с учетом всех несовершенств (см. 25.3.4, а, б), присущих подобного вида конструкциям, превышают напряжения, определенные в соответствии с [12] на величину до 7,2%.

Для обеспечения прочности колонн зданий высотой более 100 м и для более полного учета влияния всех несовершенств на напряженно-деформированное состояние колонн, необходимо увеличивать внутренние усилия в колоннах в местах расположения стыков отправочных элементов (изгибающие моменты и поперечные силы) на следующие величины:

$$M = a_M N + b_M, \quad Q = a_Q N + b_Q, \quad (8)$$

где: M и Q – дополнительный изгибающий момент и поперечная сила в стыке, N – продольная сила в уровне стыка от основного сочетания нагрузок, a_M , b_M , a_Q , b_Q – коэффициенты уравнения для вычисления соответствующих усилий, принимаемые по результатам статистического анализа случайных величин отклонений в соответствии с таблицей 7.

Т а б л и ц а 7

Поперечное сечение	Силовая плоскость	Усилие, кНм, кН	a	b
Двутавровое	Плоскость EI_{max}	M	0,007	-8,92
		Q	0,006	-20,06
	Плоскость EI_{min}	M	0,008	-9,46
		Q	0,001	-2,31
Коробчатое	Любая	M	0,014	-37,15
		Q	0,002	59,01

2.2.3 Для зданий высотой более 100 м при проектировании стальных балок, направленных перпендикулярно к плоскости фасада, и их узлов крепления к колоннам следует дополнительно учитывать силу сжатия, которая передается на балки и узлы при ветровых воздействиях на фасад, а также от переломов колонн, вызванных неточностями монтажа. Значение величины данной силы принимают по результатам пространственного расчета здания, но не менее 0,3% от вертикального усилия от основного сочетания нагрузок в наружной колонне, к которой примыкает балка.

2.3 Компьютерные модели зданий и расчет несущей системы

2.3.1 При создании компьютерной модели здания принимаются следующие идеализации:

- а) **Идеализация геометрии** - назначение основных размеров, которые могут несколько отличаться от натурных с целью придания возможной регулярности для сокращения задания исходной информации и дальнейшего обеспечения анализа результатов; в случае принятия стержневой или пластинчатой схемы - замена стержней на «проволочную» систему, а пластин на плоскостную систему, не имеющую поперечных размеров (здесь также возможны отступления, допустимость которых определяет инженер, принятые оси стержней и пластин могут не совпадать с их нейтральными плоскостями), различные конструктивные включения (например, консоли) могут быть проигнорированы и др.

б) Моделирование свойств материала. Для создания расчетной модели используют упрощенную теорию линейной упругости материала, в соответствии с которой все элементы конструкции будут работать упруго в соответствии с законом Гука.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (9)$$

Для более точных расчетов задаются нелинейной диаграммой работы материала $\sigma - \varepsilon$, которая может учитывать нелинейную, неупругую работу материала с учетом разгрузки (см. 1.1.16, 1.1.18).

в) Идеализация конструктивных решений. При создании расчетной схемы, особое внимание стоит уделить назначению соединений элементов конструкций. Анализируя реальную конструкцию необходимо рационально задать степени свободы в узлах. Наиболее простые варианты соединений это шарнирное и жесткое, при более подробном описании, узлам задается конечная жесткость.

2.3.2 Важным вопросом идеализации является принятие решения о расчете по деформированной схеме. Рамы, плиты, балки небольших пролетов, как правило, рассчитываются по недеформированной схеме. Здания высотой до 150 м включительно рассчитывают также по недеформированной схеме, а выше – в том числе и по деформированной схеме.

2.3.3 При создании расчетной схемы следует моделировать:

- а) стальные и железобетонные колонны, сваи – стержневыми конечными элементами (далее – КЭ);
- б) железобетонные стволы, диафрагмы жесткости, несущие стены, стальные и железобетонные балки-стенки, фасонки тяжелых перехватных и аутригерных ферм, фундаментные плиты, плиты перекрытий – оболочечными КЭ; запрещается применять стержневые КЭ для моделирования балок-стенок и проч., размер поперечного сечения которых сопоставим или равен высоте этажа;
- в) комбинированные колонны и стены с массивной бетонной частью, поперечный размер которых сопоставим с ее высотой – объемными

КЭ с обязательными включениями жесткой арматуры, которую моделируют стержневыми КЭ (совместность работы железобетона и стали в расчете учитывается путем создания общих узлов объемных и стержневых КЭ);

- г) продольные, изгибные и крутильные жесткости элементов стержневых КЭ;
- д) условия взаимного примыкания элементов друг к другу – введением шарниров, защемлений, связей конечной жесткости (вводится для отдельных узлов, при том, что их учет существенно влияет на результат расчета), жестких вставок при наличии эксцентриситетов;
- е) на заключительных этапах расчетов (в процессе рабочего проектирования или на этапе строительства здания) неточности монтажа учитываются путем введения дополнительных эквивалентных нагрузок (моментов и сил) на колоннах по главным осям элементов в соответствии с предварительной разрезкой колонн на элементы, при этом направления сил и моментов чередуются от яруса колонн к ярусу; для элементов жесткой арматуры, принимая во внимание наличие железобетонных обоев и стен эксцентриситеты от неточностей монтажа допускается не учитывать.

2.3.4 Для зданий высотой более 100 м в соответствии с требованиями ГОСТ 27751 следует выполнять параллельный расчет конструктивной системы здания независимой организацией с применением сертифицированных программных комплексов, реализующих метод конечных элементов. Данный расчет выполняют при помощи программных комплексов, разработанных независимо от программных комплексов, используемых для основного расчета. Параллельный расчет выполняется для контроля основных параметров основной расчетной схемы, составленной проектировщиком, и сравнивается с ней по следующим параметрам от основного сочетания нагрузок:

- усилия в наиболее нагруженных колоннах, стенах, балках, плитах перекрытий,
- горизонтальные перемещения верха здания, перекос этажной ячейки,
- ускорения перекрытий от пульсационной составляющей ветровой нагрузки,
- собственные частоты колебаний конструкций,
- выборочная проверка на прочность, жесткость, устойчивость в согласно нормам проектирования соответствующего вида конструкций.

По результатам выполнения параллельного расчета составляется сопоставительная таблица в которой указываются величины расхождений полученных результатов по параметрам, представленным выше. Удовлетворительной считается сходимость результатов на уровне 5-10%.

2.3.5 Для конструктивной системы высотных зданий необходимо выполнять следующие расчеты:

- а) расчет горизонтальных перемещений верха;
- б) расчет форм собственных колебаний;
- в) расчет устойчивости формы и устойчивости положения (опрокидывание и сдвиг);
- г) расчет перекосов этажных ячеек;
- д) расчет максимальной осадки, разности осадок и крена здания;
- е) расчет прогибов плит перекрытий;
- ж) расчет ускорений колебаний перекрытий верхних этажей;
- з) расчет усилий и перемещений, возникающих в основных несущих конструкциях, а также узлах их сопряжений по результатам общего расчета конструктивной системы, в том числе расчета на прогрессирующее обрушение, а также транспортных и монтажных нагрузок.

2.3.6 В результате расчета несущей конструктивной системы должны быть установлены следующие параметры:

- а) горизонтальные перемещения верха конструктивной системы;
- б) перекося этажных ячеек;
- в) прогибы элементов перекрытий;
- г) коэффициент запаса устойчивости формы конструктивной системы;
- д) коэффициент запаса устойчивости положения конструктивной системы;
- е) ускорения колебаний перекрытия верхнего этажа (жилого, административного или иного общественного назначения);
- ж) средняя осадка, разность осадок фундамента и крен фундамента конструктивной системы.

Полученные значения параметров конструктивной системы не должны превышать предельно допустимые значения, установленные соответствующими нормативными документами ([13] и пр.) и требованиями настоящего стандарта организации.

2.3.7 Расчеты по первой и второй группам предельных состояний бетонных и железобетонных конструкций следует выполнять в соответствии с положениями СП 63.13330.

2.3.8 Расчет по первой и второй группам предельных состояний стальных элементов, их соединений следует выполнять в соответствии с [12].

2.3.9 Расчет по первому и второму предельным состояниям сталежелезобетонных элементов конструкций следует выполнять в соответствии с СП 266.1325800.2016.

2.3.10 Расчет несущей конструктивной системы следует производить для последовательных стадий возведения (при существенном изменении расчетной ситуации) и для стадии эксплуатации, принимая расчетные схемы, отвечающие рассматриваемым стадиям. Как правило, для зданий высотой до 100 м с простой конструктивной системой, как показано на рисунке 3 а, б расчет для последовательных стадий возведения не дает существенного

эффекта в напряженно-деформированном состоянии несущих конструкций и поэтому не выполняется. Обязательно следует рассчитывать конструкции многоэтажных и высотных зданий любой высоты для последовательных стадий возведения, имеющих перехватные конструкции (для перемены шага колонн), а также аутригерные конструкции.

2.3.11 При решении практических задач часто возникают вопросы, связанные с выбором типа элемента. Для решения одной и той же задачи (например, изгиба плиты) существует целый набор конечных элементов, имеющих различные свойства. Поэтому при использовании какого-либо программного комплекса пользователь должен убедиться, что для всех конечных элементов этого комплекса проведены исследования и получены оценки порядка сходимости по перемещениям и напряжениям.

2.4 Центральнo-сжатые и центрально-растянутые элементы

2.4.1 При проверке прочности центрально растянутых элементов с ослаблением сечений отверстиями для болтов должны быть выполнены следующие условия:

$$\frac{N\gamma_u}{\beta A_n R_u} \leq 1; \quad (10)$$

$$\frac{N}{AR_y} \leq 1 \text{ (ослабление менее 15\%); } \frac{N}{1,18\alpha AR_y} \leq 1 \text{ (ослабление более 15\%)}$$

где γ_u – коэффициент, принимаемый по [12];

β – коэффициент, принимаемый $> 1,0$;

A_n – площадь сечения «нетто»;

R_u и R_y – расчетные сопротивления, принимаемые по [12];

A – площадь сечения «брутто».

$1,18 \alpha A$ – условная площадь, вводимая в расчет при ослаблении сечения свыше 15% ;

$$\alpha = A_n / A$$

2.4.2 При расчете на прочность центрально сжатых элементов необходимо учитывать особенности работы стали на сжатие. В частности,

расчет на прочность центрально сжатых элементов с соединениями на болтах класса точности А выполняется как для неослабленных элементов.

2.4.3 Расчёт на устойчивость элементов сплошного сечения при центральном сжатии силой N, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (11)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, значение которого

при $\bar{\lambda} \geq 0,6$ следует определять по формуле

$$\varphi = 0,5 (\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}^2}) / \bar{\lambda}^2 \quad (12)$$

Значение коэффициента δ в формуле следует вычислять по формуле

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 \quad (13)$$

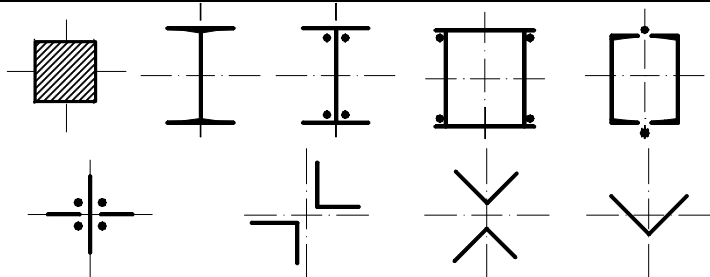
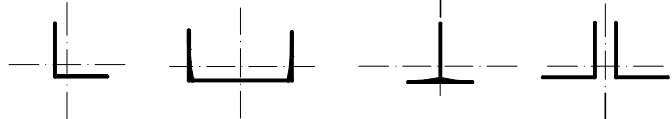
где $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$ – условная гибкость стержня;

α и β – коэффициенты, определяемые по таблице 2.1 зависимости от типов сечений.

Значения коэффициента φ , вычисленные по формуле, следует принимать не более $7,6 / \bar{\lambda}^2$ при значениях условной гибкости свыше 3,8; 4,4 и 5,8 для типов сечений а, б и с, соответственно.

При значениях $\bar{\lambda} < 0,6$ для типов сечений а и б следует принимать $\varphi = 1$.

Таблица 2.1

Тип сечения		Значение коэффициента	
обозначение	форма	α	β
a		0,03	0,06
b		0,04	0,09
c		0,04	0,14
П р и м е ч а н и я 1 Для прокатных двутавров высотой свыше 500 мм при расчете на устойчивость в плоскости стенок следует принимать тип сечения a. 2 Для прокатных двутавров при расчете на устойчивость в плоскости меньшей жесткости следует принимать тип сечения c.			

2.4.4 Частные значения коэффициента φ для поперечных сечений всех типов можно принимать по графику на рисунке 5 в зависимости от величины условной гибкости $\bar{\lambda}$.

Для типа сечения b (в соответствии с таблицей 2.1, в том числе для двутавров) частные значения коэффициента φ можно принимать по графику на рисунке 6 в зависимости от применяемой стали конструкции.

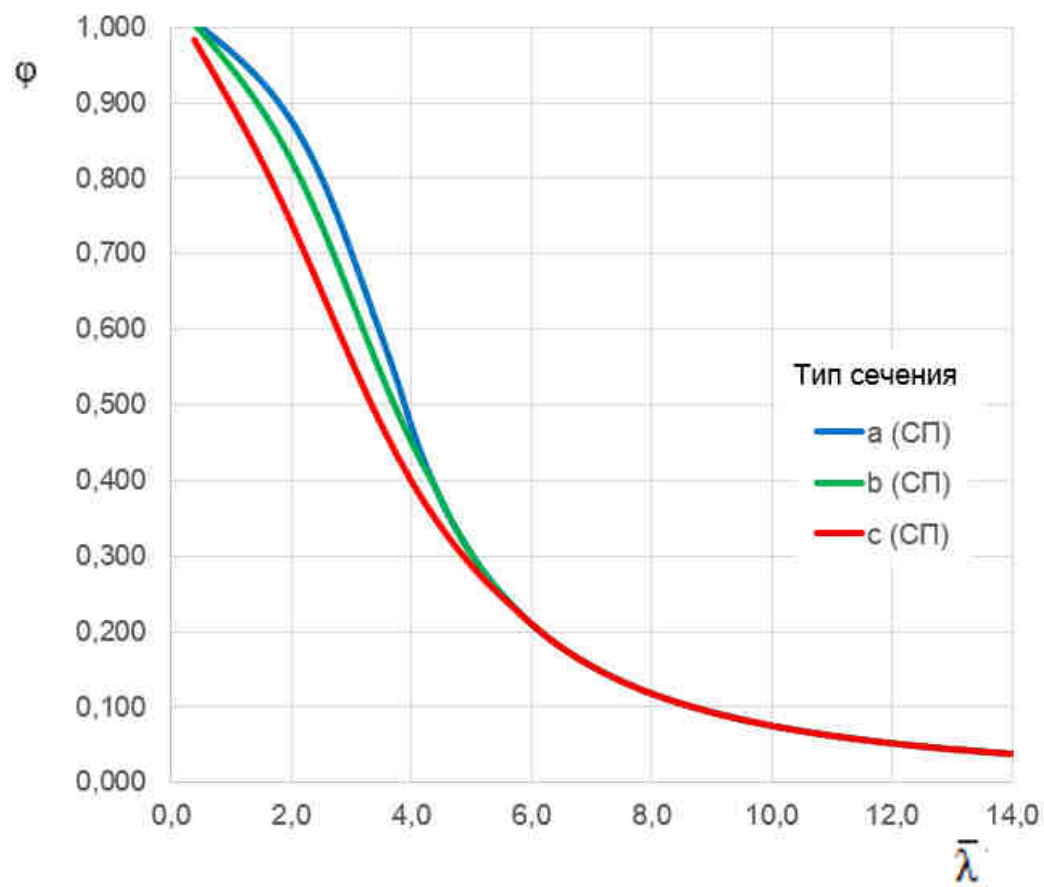
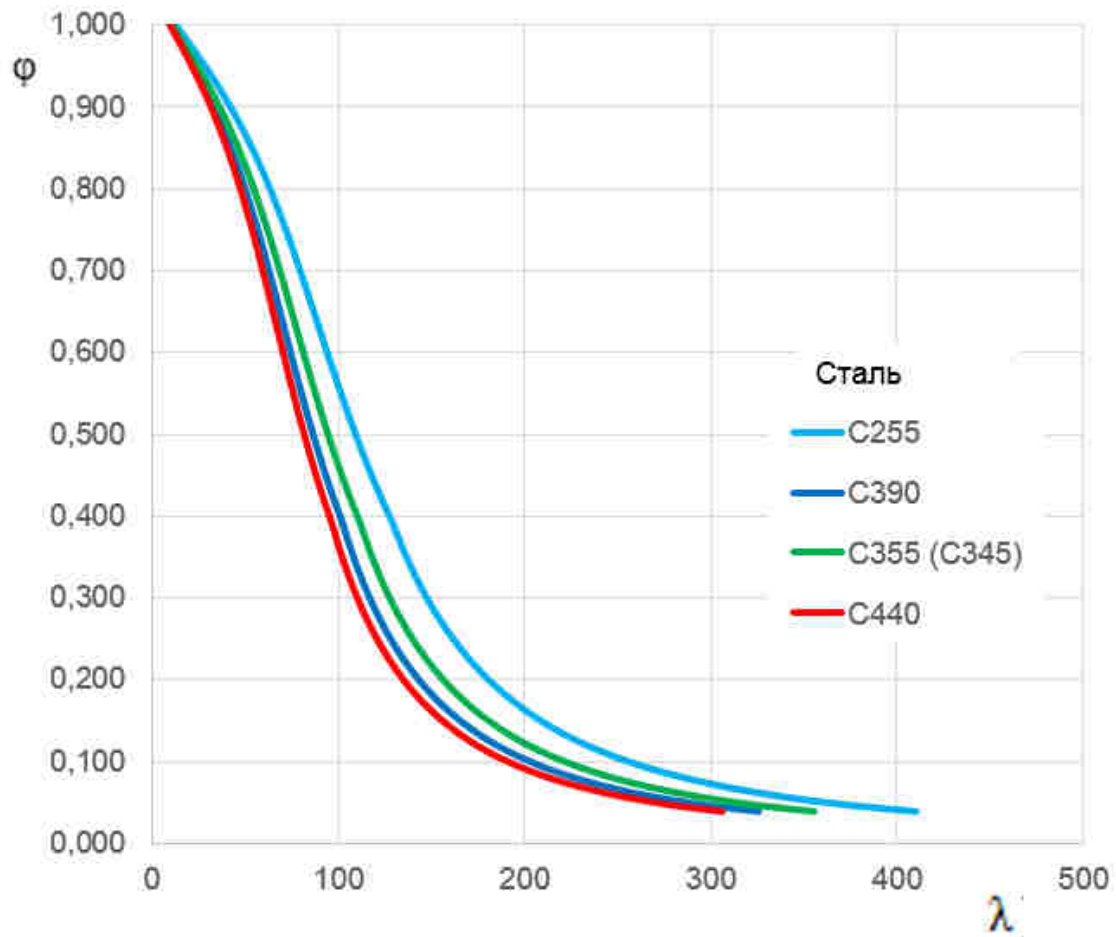


Рисунок 5 – Графики коэффициента φ для любого типа сечения по таблице 2.1



2.5 Изгибаемые элементы

2.5.1 Расчёт на прочность балок 1-го класса следует выполнять по формулам:

при действии момента в одной из главных плоскостей

$$\frac{M}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (14)$$

при действии в сечении поперечной силы

$$\frac{QS}{I_{tw} R_s \gamma_c} \leq 1 \quad (15)$$

при действии моментов в двух главных плоскостях (и наличии бимомента)

$$\frac{M_x}{I_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y}{I_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1 \quad (16)$$

где x и y – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения,

а;

при одновременном действии в стенке балки момента и поперечной силы

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad \tau_{xy} / R_{s\gamma c} \leq 1, \quad (17)$$

где $\sigma_x = M_{xy} / I_{xn}$ – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное продольной оси балки;

σ_y – то же, перпендикулярное к продольной оси балки, в том числе $\sigma_{\text{лос}}$, определяемое по формуле;

$\tau_{xy} = QS / (I_{tw})$ – касательное напряжение в стенке.

Напряжения σ_x и σ_y , а также τ_{xy} следует определять в одной и той же точке стенки балки.

При ослаблении стенки отверстиями для болтов левую часть формулы, а также значение τ_{xy} в формуле, следует умножать на коэффициент α , определяемый по формуле

$$\alpha = s / (s - d) \quad (18)$$

где s – шаг отверстий в одном вертикальном ряду;

d– диаметр отверстия.

2.5.2 Расчёт на прочность разрезных балок 2-го и 3-го классов двутаврового и коробчатого сечений из стали с нормативным сопротивлением

$R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при касательных напряжениях $\tau_x = Q_x / A_w \leq 0,9 R_s$ (кроме опорных сечений) следует выполнять по формулам:

при изгибе в плоскости наибольшей жёсткости ($I_x > I_y$)

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn, min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (19)$$

при изгибе в двух главных плоскостях и напряжениях $\tau_y = Q_y / (2A_f) \leq 0,5 R_s$

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn, min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (20)$$

Здесь M_x, M_y – абсолютные значения изгибающих моментов;

c_x, c_y – коэффициенты, принимаемые по таблице Е.1[12];

β – коэффициент, принимаемый равным:

при $\tau_x \leq 0,5 R_s \beta = 1$;

при $0,5 R_s < \tau_x \leq 0,9 R_s$

$$\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \left(\frac{\tau_x}{R_s} \right) \quad (21)$$

Где $\alpha_f = A_f / A_w$ – отношение площади сечения пояса к площади сечения стенки

(для несимметричного сечения A_f – площадь меньшего пояса;

для коробчатого сечения A_w – суммарная площадь сечений двух стенок).

2.6 Сжато-изгибаемые элементы

2.6.1 Расчёт на прочность внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) и внецентренно растянутых (растянуто-изгибаемых) элементов из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$, не подвергающихся

непосредственному воздействию динамических нагрузок, при напряжениях $\tau < 0,5R_s$ и $\sigma = N/A_n > 0,1R_y$ следует выполнять по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (22)$$

где N , M_x и M_y , B – абсолютные значения соответственно продольной силы, изгибающих моментов и бимоента при наиболее неблагоприятном их сочетании;

n , c_x, c_y – коэффициенты, принимаемые согласно таблице Е.1 [12].

Если $\sigma = N/A_n \leq 0,1R_y$, следует применять при выполнении требований таблицы Е.1 [12].

Расчёт на прочность элементов в случаях, не предусмотренных расчётом по выше представленной формуле, следует выполнять по формуле

$$(N / A_n \pm M_x y / I_{xn} \pm M_y x / I_{yn}) / (R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (23)$$

Где x , y – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения.

2.6.2 Расчёт на устойчивость внецентренножатых (сжато-изгибаемых) элементов постоянного сечения (колонн многоэтажных зданий – в пределах этажа) в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле

$$N / (\varphi_e A R_y \gamma_c) \leq 1. \quad (24)$$

В формуле коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом φ_e следует определять по таблице Д.3 [12] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} , определяемого по формуле

$$m_{ef} = \eta m, \quad (25)$$

где η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по таблице Д.2 [12];

$m = eA/W_c$ – относительный эксцентриситет;

W_c – момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатого волокна).

При значениях $m_{ef} > 20$ расчет следует выполнять как для изгибаемых элементов.

2.7 Элементы, работающие на кручение

При проектировании металлических конструкций многоэтажных зданий, кручение элементов следует избегать. При необходимости учета кручения, расчеты производить по формулам (43), (70), (105) [12].

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ СВЯЗЕЙ И ПЕРЕХВАТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ФЕРМ

5.1 Сечения связевых конструкций

В качестве связей рекомендуется использовать симметричные сечения в виде труб, прокатных двутавров, двойных уголков и швеллеров (Рисунок 5.1)

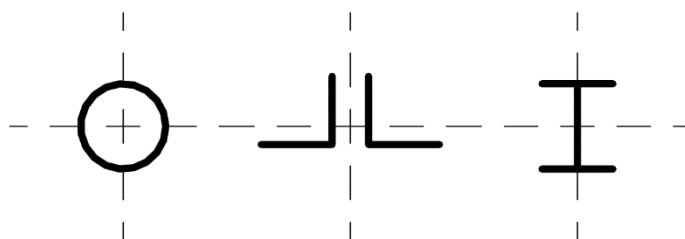


Рисунок 5.1 – Варианты сечения связей

5.2 Конфигурации вертикальных связей

На рисунке 5.2 показаны возможные конфигурации связей на вертикальных плоскостях зданий. Их конфигурация ничем не ограничена, но по высоте здания связи не должны прерываться и иметь горизонтальный переход на другой ряд колонн, как показано на 3-м и 4-м эскизе рисунка 5.2. Несущие системы с внешними коробками (оболочками) обычно включают в работу связевой системы вертикальные и горизонтальные элементы (средний в нижнем ряду эскиз), либо вообще исключают использование ригелей и колонн (6-й эскиз). Схемы нижнего ряда рисунка 5.2 влекут проектирование сложных узлов пространственных конструкций и нестандартную форму оконных проемов. На рисунке 5.3 представлено разнообразие возможных форм вертикальных связей. Основной сложностью при компоновке связей является учет наличия проемов в вертикальных плоскостях. В некоторых случаях допускается использовать связи с эксцентричным креплением к ригелю (рисунок 5.3, в, д), однако при увеличении жесткости последнего жесткость такой ячейки связи, практически, равна жесткости связей с

полными треугольниками. При использовании схемы *д* (рисунок 5.3) элементы связей изгибают колонны, что сказывается на повышении их металлоемкости.

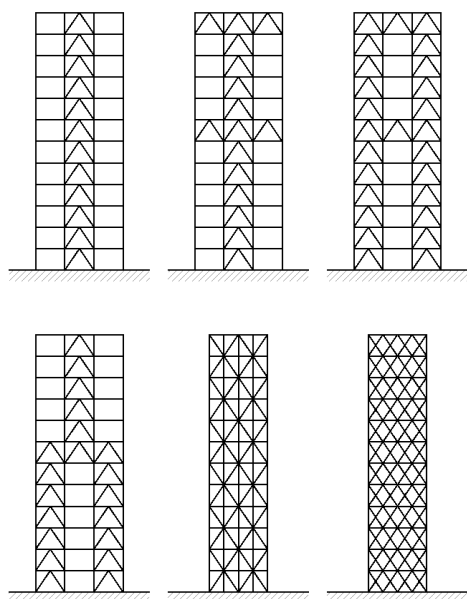


Рисунок 5.2 – Конфигурация связей на вертикальных плоскостях (форма Л-образных связей показана условно)

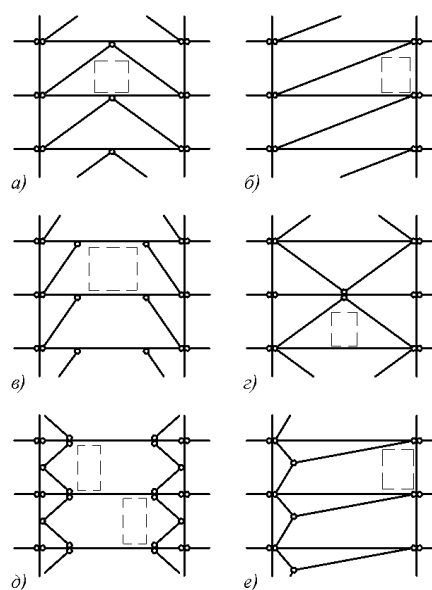


Рисунок 5.3 – Формы вертикальных связей многоэтажных и высотных зданий

5.4 Общие подходы к проектированию перехватных конструкций при изменении шага колонн

Для зданий высотой более 100 м (от 30 этажей и выше), в которых рационально применять аутригерные конструкции, следует руководствоваться рекомендациями, представленными ниже. При этом расположение аутригерных конструкций рационально совмещать с техническими этажами по эстетическим соображениям. Аутригер представляет собой систему перекрещивающихся ферм и представляет собой сочетание опоясывающей фермы по наружным колоннам и вертикальных связей, соединяющих ферму с центральным стволом (стволами). Также аутригер может быть использован для изменения шага внутренних или наружных колонн.

При устройстве одного аутригера, его рациональное положение зависит от высоты здания и определяется на расстоянии $(5/6 \dots 13/14)H$ от уровня верха фундамента. Расположение второго аутригера в непосредственной близости от первого (на смежном уровне) дает заметное уменьшение горизонтальных

перемещений верха здания. Для невысоких зданий, например высотой 40...50 этажей (160...200м) и меньше, выгоднее увеличить момент инерции ядра жесткости, чем устанавливать сложную систему аутригеров. Для зданий высотой 65...80 этажей вместо двух аутригеров, расположенных на разных уровнях, целесообразно использовать двухэтажные аутригеры (в том числе в целях эффективного снижения периода первой формы собственных колебаний). В случае, когда на нижних этажах здания для изменения шага колонн обстройки необходима опоясывающая ферма, не следует связывать ее с ядром жесткости вертикальными связями, так как при незначительном увеличении жесткости здания, увеличивается трудоемкость устройства данной конструкции. Также установлено, что аутригерные конструкции не влияют на величины ускорений отклонений верха зданий от динамического действия ветра, которые можно понизить путем увеличения жесткости ядра или иными конструктивными мероприятиями.

Наиболее рациональным расположением вертикальных связей аутригера считается то, при котором они расположены равномерно по плану здания, то есть их шаг по всему периметру здания примерно одинаков. Не следует применять схемы, при которых вертикальные связи установлены только по длинной стороне здания, а особенно – только по короткой. Рациональной формой вертикальной связи с точки зрения распределения усилий в конструкции аутригера и нижележащих этажей является нисходящий от ствола жесткости к колоннам обстройки раскос с соотношением сторон $B_a/H_a = 1,75$ (где B_a – ширина вертикальной связи, H_a – высота вертикальной связи). Для облегчения конструирования узлов, прикрепление раскоса к колоннам обстройки следует выполнять шарнирным, а к ядру – жестким, а вместо опоясывающей фермы – увеличивать жесткости на всю высоту здания только тех колонн, которые расположены в плоскости вертикальных связей; делать разрывы в решетке опоясывающей фермы, то есть, раскосы опоясывающей фермы следует располагать только в непосредственной близости от вертикальных связей.

Если высота технического этажа, на котором предполагается размещение аутригера менее 4 м, при проектировании наиболее удобен вариант с перфорированной балкой-стенкой высотой, равной высоте этажа, либо без раскосной фермой Виренделя.

Вследствие того, что аутригерные этажи располагаются согласованно с техническими, следует устраивать аутригеры на верхнем этаже и в середине здания. В таком случае, рациональной представляется конструктивная схема, при которой аутригер, расположенный в средней части здания и имеющий незначительное влияние на жесткость всей конструкции здания, не имеет опоясывающей фермы, а все его узлы – шарнирные. Отсутствие опоясывающей фермы компенсируется повышенной жесткостью колонн на всю высоту здания, расположенных в плоскости вертикальных связей аутригера. Верхний аутригер следует выполнять по схеме, при которой все узлы крепления вертикальных связей к ядру жесткости и опоясывающей фермы жесткие, а крепление вертикальных связей к колоннам периметра – шарнирное. Такая компоновка существенно облегчит монтаж металлических конструкций, по сравнению со схемой, в которой оба аутригера имеют опоясывающую ферму и большое количество жестких узлов (разница в горизонтальных перемещениях верха зданий между двумя схемами составляет менее 1%, а в ускорениях – около 1,5 мм/сек²).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кузнецов В.В. и коллектив авторов. Справочник проектировщика. Металлические конструкции, 1998 г.
2. Мельников Н.П. Справочник проектировщика. Металлические конструкции, 1980 г.
3. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*), ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1989 г.
4. Steel Building Design: Design Data. The Steel Construction Institute. 2013.
5. Серия 2.440. Узлы стальных конструкций производственных зданий, промышленных предприятий. ЦНИИПроектстальконструкции, 1989 г.
6. Joints in steel constructions, Simple connections, moment connections. The Steel Construction Institute. 1997.
7. Steel construction manual, thirteenth edition. American institute of steel construction inc. 2005.
8. Ф. Харт, В. Хенн, Х. Зонтаг. Атлас стальных конструкций. Многоэтажные здания. Москва стройиздат 1977г.
9. Руководство по проектированию, изготовлению и сборке монтажных фланцевых соединений стропильных ферм с поясами из широкополочных двутавров. ЦНИИПроектстальконструкции, 1982 г.
10. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом» (Москва, Стройиздат, 1987 г.)
11. СП 267.1325800.2016 - Здания и комплексы высотные. Правила проектирования.
12. СП 16.13330.2016 – Стальные конструкции.
13. СП 20.13330.2016 – Нагрузки и воздействия.
14. СП 266.1325800.2016 – Конструкции сталежелезобетонные правила проектирования.
15. ГОСТ 27751-2014 – Надежность строительных конструкций и оснований.

16.СП 2.13130.2012 – Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты.