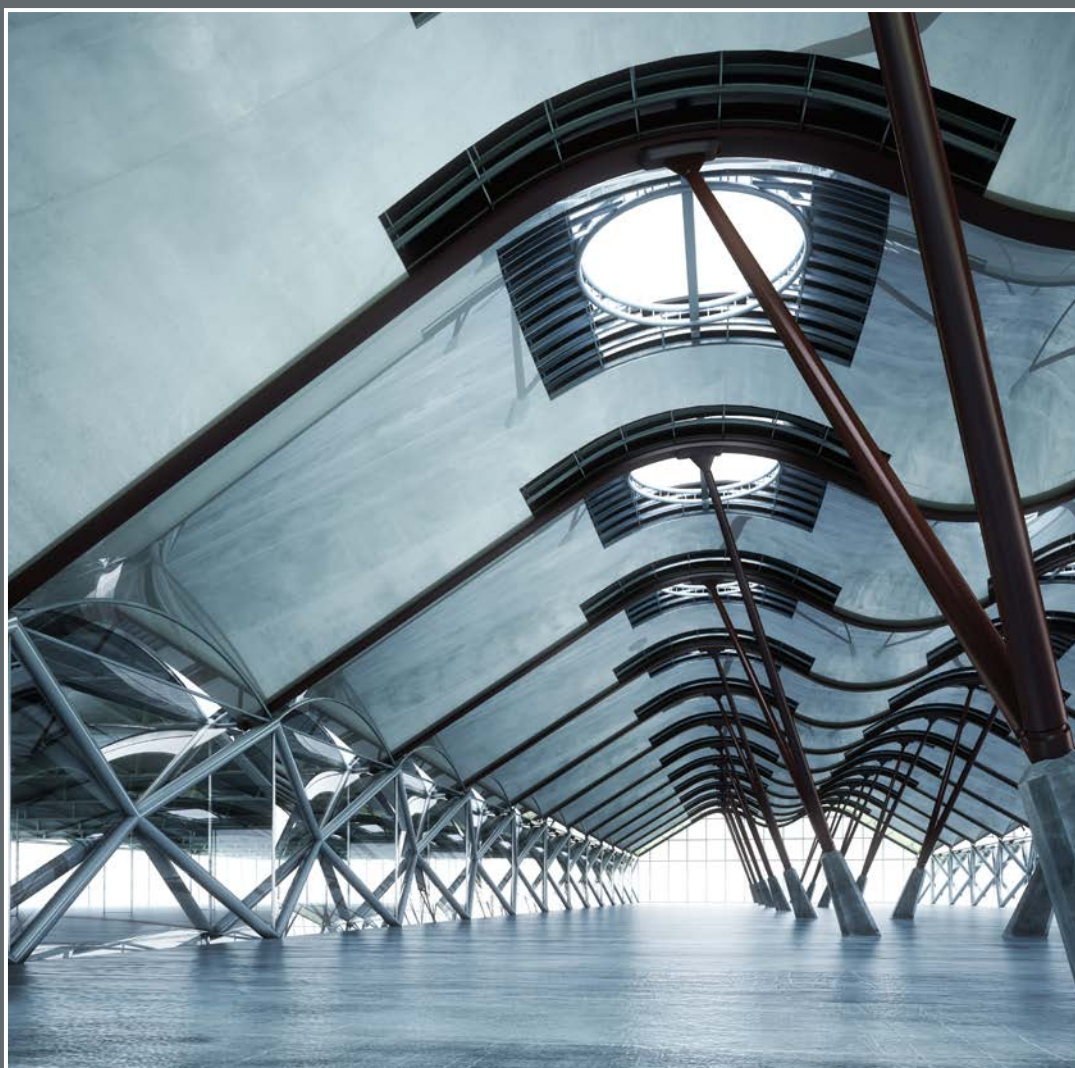


УКРАИНСКИЙ ЦЕНТР
СТАЛЬНОГО
СТРОИТЕЛЬСТВА

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3 и национальными приложениями Украины



ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3

И НАЦИОНАЛЬНЫМИ ПРИЛОЖЕНИЯМИ УКРАИНЫ

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3 И НАЦИОНАЛЬНЫМИ ПРИЛОЖЕНИЯМИ УКРАИНЫ

М.Бритл, бакалавр технических наук, SCI

Д.Браун, бакалавр инженерных наук, сертифицированный инженер, член Общества гражданских инженеров, SCI

А.Билык, кандидат технических наук, доцент Киевского национального университета строительства и архитектуры, руководитель Инженерного Центра Украинского Центра Стального Строительства

Э.Ковалевская, магистр технических наук, ведущий инженер-конструктор Инженерного Центра Украинского Центра Стального Строительства

Настоящая публикация предлагает краткую пояснительную часть относительно расчета элементов стальных каркасных зданий в соответствии с еврокодами и включает в себя набор рабочих примеров. в публикации представлены общие правила по расчету и конструированию и не приводятся правила выполнения рабочей конструкторской документации. Заинтересованный читатель может ознакомиться с не затронутыми в данном пособии вопросами в нормативной литературе, а также других публикациях Украинского Центра Стального Строительства.

В данной публикации приводится структура системы Еврокодов, основная терминология и условные обозначения. Документ содержит выдержки и ссылки на ДСТУ-Н Б EN 1993 (Еврокод 3), которые регламентируют расчет стальных конструкций.

Все разработанные примеры рассчитаны с учетом национальных приложений и поэтому применимы для конструкций, возводимых в Украине.

Данная публикация не может переиздаваться, сберегаться или передаваться в любой форме и любыми средствами без предварительного письменного разрешения издателя, кроме случаев передачи в целях исследования, персонального изучения, критики или обзора, или случаев издания по лицензии УЦСС, или другого соответствующего органа лицензирования за пределами Украины.

хотя были приняты меры для обеспечения корректности данной публикации в пределах известных фактов или принятых на момент публикации практик, Украинский Центр Стального Строительства, авторы и редакторы не несут ответственности за любые ошибки или неверные толкования этой информации, и за любые потери, связанные с ее использованием.

Копии публикации, предоставляемые членам УЦСС, не предназначены для продажи.

© Украинский Центр Стального Строительства, 2015

ISBN 978-617-696-307-3

ПРЕДИСЛОВИЕ

Еврокоды представляют собой комплекс нормативных документов по проектированию, разработанный Европейским комитетом по стандартизации (CEN) в начале 1990-х годов. Данный комплекс охватывает все аспекты проектирования основных типов металлических, железобетонных, деревянных и каменных несущих конструкций. В Украине основная часть европейских стандартов прошла процесс гармонизации и была введена в действие с 1 июля 2014 года в соответствии с ДБН А.1.1-94:2010 и изменением №1 к нему. Использование Еврокодов в Украине регламентируется постановлением Кабинета Министров Украины №547 от 23.05.2011. Большинство из Еврокодов включает в себя ряд разделов, каждый из которых сопровождается национальным приложением, которым имплементируется документ CEN и вносятся в дополнительные требования, применимые именно на территории Украины.

Изначально настоящая публикация была разработана в первую очередь как учебное пособие для инженеров в практике проектирования, но также она может использоваться преподавателями и студентами высших учебных заведений.

Пособие содержит основные теоретические положения расчета основных несущих конструкций согласно Еврокодам и включает в себя ряд рабочих примеров для различных конструктивных элементов здания. Все примеры в данной публикации были проработаны в соответствии с национальными приложениями Украины.

Подготовка этой публикации проводилась совместно с Институтом Стального Строительства (Великобритания).

Авторы публикации выражают огромную признательность экспертам и рецензентам, которые помогли в ее создании:

А.В. Перельмутер, д.т.н., академик РААСН, главный научный сотрудник НПО SCAD Soft

В.В. Юрченко, к.т.н., доцент Киевского национального университета строительства и архитектуры, старший научный сотрудник НПО SCAD Soft

В.М. Гордеев, д.т.н., профессор, заместитель генерального директора по научной работе ООО «Украинский институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского»

А.И. Кордун, начальник отдела технического развития ООО «Украинский институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского»

В.С. Дорофеев, д.т.н., профессор, заслуженный деятель науки и техники Украины, действительный член АСУ, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, ректор Одесской государственной академии строительства и архитектуры

А.А. Михайлов, к.т.н., профессор кафедры металлических, деревянных и пластмассовых конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры

И.В. Шеховцов, к.т.н., член-корреспондент АСУ, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры

С.В. Петраш, к.т.н., доцент кафедры сопротивления материалов Одесской государственной академии строительства и архитектуры

Н.В. Савицкий, д.т.н., профессор, проректор по научной работе Приднепровской государственной академии строительства и архитектуры

С.Ф. Пичугин, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета им. Юрия Кондратюка

В.А. Семко, к.т.н., доцент, докторант кафедры конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета им. Юрия Кондратюка

С.Б. Пчельников, к.т.н., доцент кафедры теоретической и прикладной механики Донбасской национальной академии строительства и архитектуры

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
РАЗДЕЛ 1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ	5
РАЗДЕЛ 2. СТРУКТУРНАЯ СИСТЕМА ЕВРОКОДОВ	
2.1 Национальные приложения	6
2.2 Термины и символы	7
РАЗДЕЛ 3. ОСНОВЫ РАСЧЕТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	
3.1 Условные обозначения геометрических осей	8
3.2 Метод расчета по предельным состояниям	8
3.3 Расчетные сочетания воздействий	10
РАЗДЕЛ 4. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ	
4.1 Свойства материалов	16
4.2 Классификация поперечных сечений элементов	19
4.3 Расчет поперечных сечений по несущей способности	23
4.4 Соединения	27
4.5 Живучесть конструкций	30
4.6 Обеспечение огнестойкости конструкций	31
4.7 Защита от коррозии	31
РАЗДЕЛ 5. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ	
5.1 Пример расчета стальной балочной клетки, расположенной внутри здания (расчет центрально сжатой колонны, расчет главной балки, расчет второстепенной балки)	32
5.2 Расчет однопролетной рамы (расчет фермы, расчет внецентренно сжатой колонны)	50
5.3 Расчет перекоса здания	72
5.4 Поперечное сечение 3 класса	78
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	
6.1 Источники	81
6.2 Документы	81

РАЗДЕЛ 1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

В настоящей публикации приведены основные положения проектирования стальных конструкций согласно Еврокодам, а также набор рабочих примеров по расчету наиболее распространенных несущих конструкций каркасных зданий.

Публикация содержит общие правила по расчету и конструированию, необходимые для выполнения рабочих примеров, с указанием принятой терминологии и условных обозначений. Вопросы надежности, огнестойкости и защиты конструкций от коррозии приведены в публикации тезисно. Эти, а также иные не освещенные в данной публикации аспекты расчета и проектирования стальных конструкций могут быть найдены в соответствующей нормативно-технической и справочной литературе, часть наименований которой приведена в разделе 6.

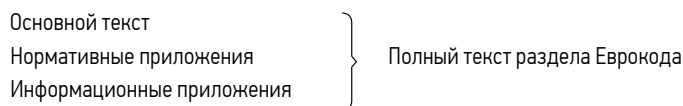
Данная публикация подготовлена Украинским Центром Стального Строительства совместно с Институтом Стального Строительства (Великобритания) и кафедрой металлических и деревянных конструкций Киевского национального университета строительства и архитектуры.

РАЗДЕЛ 2. СТРУКТУРА ЕВРОКОДОВ

На момент издания настоящего руководства в области несущих конструкций гармонизировано и принято десять Еврокодов:

- ДСТУ-Н Б EN 1990 Основы проектирования несущих конструкций;
- ДСТУ-Н Б EN 1991 Воздействия на несущие конструкции;
- ДСТУ-Н Б EN 1992 Проектирование железобетонных конструкций;
- ДСТУ-Н Б EN 1993 Проектирование стальных конструкций;
- ДСТУ-Н Б EN 1994 Проектирование сталежелезобетонных конструкций;
- ДСТУ-Н Б EN 1995 Проектирование деревянных конструкций;
- ДСТУ-Н Б EN 1996 Проектирование каменных конструкций;
- ДСТУ-Н Б EN 1997 Геотехническое проектирование;
- ДСТУ-Н Б EN 1998 Проектирование зданий и сооружений в сейсмических зонах;
- ДСТУ-Н Б EN 1999 Проектирование алюминиевых конструкций.

Каждый Еврокод состоит из определенного количества разделов, которые публикуются в виде отдельных документов. Схематическая структура каждого раздела выглядит следующим образом:



Полный текст каждого раздела Еврокода изначально издается CEN на трех языках с буквенной аббревиатурой EN. Также каждый раздел имеет дополнения, соответствующие национальным стандартам каждой конкретной страны, в которой гармонизируется и принимается Еврокод. Для таких документов используется обозначение с национальным префиксом, например, EN 1991 принят в Украине с обозначением ДСТУ-Н Б EN 1991. Текст Еврокода может сопровождаться национальными приложениями (см. раздел 2.1), которые также могут быть опубликованы отдельно. В тексте настоящей публикации применяются обозначения ДСТУ-Н Б EN, а термин Еврокод используется эквивалентно.

Информация, содержащаяся в основном тексте Еврокодов, является идентичной для каждой страны, ратифицировавшей их использование. Большая часть Еврокодов содержит информацию в виде основных положений - Принципов и Правил их применения. Принципы обозначаются буквой «Р», которая следует за номером положения, например, 1.2 (3) Р, в то время как Правила применения не содержат букву Р, например, 1.2 (3). Также Еврокодами допускается применение нормативных правил проектирования, которые отличаются от Правил, указанных в EN 1990. Это возможно при условии, если применяемые нормативы соответствуют основным Принципам и обеспечивают надежность по несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности, как минимум эквивалентно заложенной в системе Еврокодов.

Одним из основных положений, заложенных в Еврокоды, является отсутствие дублирования и двусмысленности Принципов или/и Правил их применения. Таким образом, основы проектирования, приведенные в EN 1990, применяются независимо от материала несущих конструкций либо типа конструктивной схемы. Для каждого типа материала требования, которые не зависят от конструктивной схемы, приведены в «Общем» разделе Еврокодов. Требования к специальным зданиям и сооружениям содержатся в отдельных разделах. К примеру, правила проектирования мостовых сооружений содержатся в разделе 2 каждого соответствующего Еврокода.

Из общего списка Еврокодов при проектировании стальных и сталежелезобетонных конструкций зданий могут быть использованы следующие:

- ДСТУ-Н Б EN 1990 Основы проектирования несущих конструкций;
- ДСТУ-Н Б EN 1991 Воздействия на несущие конструкции;
- ДСТУ-Н Б EN 1992 Проектирование железобетонных конструкций;
- ДСТУ-Н Б EN 1993 Проектирование стальных конструкций;
- ДСТУ-Н Б EN 1994 Проектирование сталебетонных конструкций;
- ДСТУ-Н Б EN 1997 Геотехническое проектирование;
- ДСТУ-Н Б EN 1998 Проектирование зданий и сооружений в сейсмических зонах.

Также в разделах Еврокодов приведены ссылки на сопутствующую нормативную документацию, такую как стандарты на продукцию и др.

2.1 Национальные приложения

Выбор определенных конкретных правил применения Еврокодов необходимо делать с учетом национальной специфики страны, в которой они приняты. Для этого каждый из Еврокодов дополняется соответствующим национальным приложением с параметрами, устанавливаемыми на усмотрение регулирующих органов.

Каждое национальное приложение включает в себя:

- Определение используемого метода проектирования, если Еврокодом допускается применение нескольких альтернативных методик.
- Определение значений частных коэффициентов надежности и/или классов конструкций, по которым Еврокодами допускается альтернативное решение.
- Определение числовых значений, которые следует использовать в тех случаях, когда в Еврокодах указаны только символы.
- Специальную информацию о географических, климатических данных и т.п. в стране применения.
- Рекомендации по применению справочных приложений.
- Указания по применению информационных приложений, выпускаемых в дополнение и поддержку Еврокодов.

Также национальные приложения могут ссылаться на ресурсы, содержащие справочную и научно-техническую информацию, не противоречащую основным принципам и положениям Еврокодов.

Параметры, представленные в национальных приложениях, применяются при проектировании зданий и инженерных сооружений только в той стране, в которой они приняты. Национальные приложения в разных странах Европы отличаются.

При разработке несущих конструкций всегда следует учитывать национальные приложения той страны, в которой планируется строительство данной конструкции.

В настоящей публикации используются значения, рекомендуемые национальными приложениями Украины.

2.2 Термины и символы

Основные термины, используемые в Еврокодах и данной публикации:

Воздействие – совокупность сил (нагрузок), приложенных к конструкции (прямое воздействие);

– совокупность приложенных деформаций или ускорений, вызванных, например, изменением температуры, изменением влажности, неравномерной осадкой или землетрясениями (косвенное воздействие).

Эффект (результат действия) – результаты воздействия для конструктивных элементов, внутренние изгибающие моменты, продольные усилия и т.д.

Сопротивление – способность несущего элемента конструкции (или его поперечного сечения) выдерживать воздействия, например, сопротивление изгибу, потере устойчивости, растяжению и т.д.

Постоянное воздействие – воздействие, которое, вероятно, будет действовать в течение базового периода и вариация значений которого в течение этого времени является незначительной, или для которого вариации всегда происходят в одном направлении (монотонное), пока это воздействие не достигнет определенного предельного значения.

Переменное (временное) воздействие – воздействие, для которого вариации величины в течение времени не являются ни значительными, ни монотонными.

Комбинация воздействий – набор расчетных значений, используемых для проверки надежности конструкции для некоторого предельного состояния при одновременном действии различных воздействий.

В Еврокодах применяются условные обозначения символов в соответствии со стандартами ISO. В случаях использования нескольких нижних подстрочных индексов используется запятая для их разделения. Определение нижних подстрочных индексов приведено в Таблице 2.1.

Таблица 2.1. Определение нижних подстрочных индексов

Нижний подстрочный индекс в Еврокоде	Определение	Пример	
Ed	Расчетное значение эффекта воздействия	M_{Ed}	Расчетное значение изгибающего момента
Rd	Расчетное значение несущей способности	M_{Rd}	Расчетная несущая способность на изгиб
el	Свойства упругости	W_{el}	Момент сопротивления сечения в упругой стадии
pl	Свойства пластичности	W_{pl}	Момент сопротивления сечения в пластической стадии

Определения терминов и индексов, не указанных в данном параграфе, даются по месту их использования.

РАЗДЕЛ 3. ОСНОВЫ РАСЧЕТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Нормативный документ ДСТУ-НБ EN 1990 можно рассматривать как основной в системе Еврокодов, поскольку именно он устанавливает принципы и требования по несущей способности, эксплуатационной пригодности (по первому и второму предельным состояниям), а также критерии проектирования, безопасности, надежности и долговечности конструкций.

3.1 Условные обозначения геометрических осей

Условные обозначения для осей и размерных символов, используемых в данной публикации, приведены ниже.

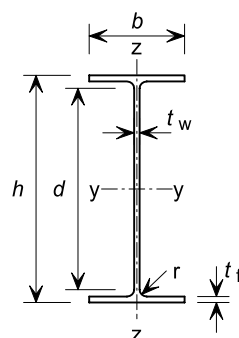


Рисунок 3.1 Условные обозначения осей и основных размеров

Главная ось поперечного сечения, параллельная полкам, обозначена как $y-y$. Второстепенная ось поперечного сечения, перпендикулярная полкам, обозначена как $z-z$. Продольная ось элемента (на рисунке не показана) обозначается соответственно как $x-x$.

3.2 Расчет по предельным состояниям

ДСТУ-НБ
EN 1990
3

Информация, приведенная в Еврокодах, основана на расчетах по предельным состояниям конструкций. В нормативном документе ДСТУ-НБ EN 1990 предельное состояние определяется как такое, после которого конструкция больше не соответствует минимальным проектным требованиям. Предельные состояния определяют границу между допустимыми и недопустимыми (запредельными) состояниями. Недопустимое состояние соответствует отказу, а сами предельные состояния разделяются на две группы:

Предельные состояния по несущей способности (первая группа предельных состояний, ultimate limit state) – включает состояния, переход конструкции через которые приводит к потере несущей способности или полной непригодности к любой дальнейшей эксплуатации, что обычно происходит в результате исчерпания прочности или потери устойчивости.

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (вторая группа предельных состояний, serviceability limit state) – состояния, осложняющие нормальную эксплуатацию объекта и возникающие, чаще всего, когда некоторые эксплуатационные критерии достигают предельных, неприемлемых значений. В основном в качестве таких критериев подразумевают перемещения и деформации здания, повреждение защитных покрытий и другие.

Расчет по предельным состояниям гарантирует, что при заданных физико-механических характеристиках материалов, а также прогнозируемых нагрузках и воздействиях несущие конструкции не потеряют своих нормируемых свойств и будут удовлетворять критериям, предъявляемым к их целостности и безопасности, а также соответствовать своему функциональному назначению.

Переход от характеристических параметров материалов и внешних воздействий к их расчетным значениям происходит в результате применения частных коэффициентов надежности. Расчет по предельным состояниям учитывает прочностные свойства, работоспособность и долговечность конструкции.

ДСТУ-НБ
EN 1990
3.2 (2)P

При проектировании несущих элементов конструкций должны быть рассмотрены все возможные расчетные ситуации и комбинации внешних воздействий на различных этапах жизненного цикла конструкций с целью

выявить наиболее неблагоприятные, но реалистичные их сочетания. В Еврокодах рассматриваются следующие проектные расчетные ситуации:

ПОСТОЯННЫЕ расчетные ситуации, соответствующие нормальным условиям эксплуатации несущей конструкции;

ПЕРЕХОДНЫЕ расчетные ситуации, относящиеся к состояниям несущей конструкции, ограниченным во времени, например, этапу строительства или ремонта;

АВАРИЙНЫЕ расчетные ситуации, относящиеся к чрезвычайным условиям или их влияниям, например, пожар, взрыв или последствия локального отказа;

СЕЙСМИЧЕСКИЕ расчетные ситуации, применяемые к конструкциям при землетрясении.

В процессе проектирования рассматриваются два предельных состояния:

- Предельные состояния по несущей способности (первая группа предельных состояний).
- Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (вторая группа предельных состояний).

3.2.1 Предельные состояния по несущей способности

Предельные состояния по несущей способности (в национальной терминологии – первая группа предельных состояний) обозначают критерии пригодности конструкции к любой эксплуатации и связаны с безопасностью людей и самим существованием конструкции. Как правило, предельными состояниями по несущей способности (предельными состояниями первой группы) являются те, достижение которых означает потерю несущей способности вследствие исчерпания прочности либо потери устойчивости. При исчерпании прочности несущий элемент конструкции исключается из работы.

Еврокодами определяются следующие предельные состояния по несущей способности:

EDU – потеря устойчивости конструкции или ее части, которая рассматривается как жесткое тело. При этом даже незначительные изменения величин и пространственного распределения нагрузок для каждой отдельной первопричины являются существенными, а прочность материалов конструкции и грунтов оснований, как правило, не подлежит контролю.

STR – потеря несущей способности либо чрезмерные деформации конструкции или ее частей, включая фундаменты, сваи, стены подвала и т.д. При этом прочностные характеристики материалов играют решающую роль и подлежат контролю.

GEO – потеря несущей способности либо чрезмерная деформация грунта основания конструкции. При этом характеристики грунтов оснований играют решающую роль и подлежат контролю.

FAT – разрушение конструкции или ее элементов вследствие усталости.

Применительно к стальным конструкциям предельное состояние по несущей способности соответствует следующим основным типам потери несущей способности: образование пластического шарнира при действии нормальных напряжений от изгиба, сдвиг при действии касательных напряжений от поперечных сил, разрыв при растяжении, потеря прочности при сжатии, потеря местной или общей устойчивости при сжатии.

3.2.2 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (предельные состояния второй группы) связаны с пригодностью конструкции либо здания или сооружения в целом к нормальной эксплуатации и обеспечению своего функционального назначения. Предельные состояния по эксплуатационной пригодности могут быть обратимыми или необратимыми.

Необратимые предельные состояния по эксплуатационной пригодности – это такие предельные состояния, при которых некоторые следствия воздействий, которые превышают предельные значения, остаются таковыми и после прекращения воздействий. В стальных конструкциях это в частности относится к недопустимым пластическим деформациям или появлению трещин.

Обратимые предельные состояния по эксплуатационной пригодности – это такие предельные состояния, при которых следствия воздействий, превышающие предельные значения, исчезают после прекращения самих воздействий. В стальных конструкциях обратимые предельные состояния по эксплуатационной пригодности относятся к упругой стадии работы материала.

ДСТУ-Н Б
EN 1990
6.4.1

ДСТУ-Н Б
EN 1990
3.4

Основными параметрами, которые контролируются при проверке группы предельных состояний по эксплуатационной пригодности, являются деформации, вибрации и повреждения конструкций. Деформации конструкции связаны с недопустимым изменением ее геометрии, формы либо положения в пространстве. Вибрации возникают, если спектр частот вынужденных колебаний от внешнего воздействия достаточной интенсивности. Это может происходить в результате пульсации ветра, движения людей или воздействия оборудования на конструкцию. Наконец, повреждения означают потерю объектом целостности либо нарушения внутренней структуры.

Параметры предельных состояний по эксплуатационной пригодности (состояний второй группы) имеют предельные значения по следующим критериям:

- **Конструктивные критерии.** Изменение геометрии и положения конструкции приводит к изменению ее расчетной схемы и появлению эффектов второго порядка. Также нарушение целостности элементов понижает их надежность и долговечность.
- **Функционально-технологические критерии.** Чрезмерные деформации, вибрации и повреждения конструкций делают невозможным обеспечение основной функции здания либо сооружения, нарушают предусмотренную технологию его использования и работу смежных систем.
- **Эстетико-психологические и физиологические критерии.** Эксплуатационная пригодность конструкции либо здания в целом также определяется его эстетичным внешним видом и комфортом людей при обеспечении функционального назначения.

Еврокоды не устанавливают предельных значений для предельных состояний по эксплуатационной пригодности, отдавая право их регулирования национальным приложениям каждой конкретной страны.

В Украине ограничения для предельных состояний по эксплуатационной пригодности определяются согласно национальному приложению к ДСТУ-Н Б EN 1990.

В реальной практике проектирования ограничения для предельных состояний по эксплуатационной пригодности рекомендуется определять в техническом задании для каждого конкретного проекта с учетом специфики эксплуатации конструкций и здания в целом, а также технологических критериев и требований заказчика.

3.3 Расчетные сочетания воздействий

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1990 здание в целом или отдельные его конструктивные элементы необходимо рассчитывать при наиболее неблагоприятном, но реалистичном расчетном сочетании (критической комбинации) воздействий, которые могут возникать одновременно.

ДСТУ-Н Б
EN 1990
A1.2.1(1)

Это означает, что кроме постоянных, все переменные воздействия, которые могут происходить одновременно, следует включать в одно общее расчетное сочетание. Тем не менее в расчетное сочетание для зданий и сооружений допускается включать не более, чем два переменных воздействия. Поэтому при инженерной оценке всего спектра возможных переменных воздействий следует сосредоточиться на основных, которые имеют наибольшие абсолютные значения и усугубляют напряженно-деформированное состояние. Такие воздействия могут быть решающими для определения критического сочетания для всего здания или конкретного конструктивного элемента.

Расчетные ситуации в ДСТУ-Н Б EN 1990 делятся на **постоянные и переходные**. Постоянные расчетные ситуации имеют место для периода такого же порядка, как и проектный термин эксплуатации строения, в то время как переходные соответствуют периодам, значительно меньшим проектного термина эксплуатации, например, этапу возведения или ремонта.

3.3.1 Расчетные сочетания для предельных состояний по несущей способности (для первой группы предельных состояний)

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1990 результаты воздействий (E_d) на сооружение в целом или отдельные его конструктивные элементы необходимо определять при наиболее неблагоприятном, но реалистичном расчетном сочетании (критической комбинации) воздействий, которые могут возникать одновременно.

В случаях возникновения нескольких независимых переменных воздействий одновременно Еврокод предусматривает рассмотреть одно воздействие как преобладающее, основное ($Q_{k,1}$), а другие как сопутствующие второстепенные временные воздействия ($Q_{k,j}$). Основным переменным воздействием является то, которое имеет наиболее неблагоприятное влияние на конструкцию в целом или на отдельные ее элементы (см. выше п.3.2).

Постоянная или переходная расчетная ситуация
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10)$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

Случайная, аварийная
расчетная ситуация

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.11b)$$

Сейсмическая расчетная
ситуация

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.12b)$$

где:

\sum – означает «суммарное воздействие от»;

“+” – означает «добавление в расчетную комбинацию»;

$G_{k,j}$ – характеристическое значение постоянного воздействия;

P – значение усилия предварительного напряжения;

$Q_{k,1}$ – характеристическое значение преобладающего основного переменного воздействия;

$Q_{k,i}$ – характеристическое значение сопутствующих переменных воздействий;

A_d – расчетное значение случайного, аварийного воздействия;

A_{Ed} – расчетное значение сейсмического воздействия;

γ, ψ, ξ – частный коэффициент надежности, коэффициент сочетания воздействий и коэффициент уменьшения неблагоприятной действующей постоянной нагрузки. Основные значения приведенных коэффициентов указаны в таблицах 2 и 3.

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1990 для проверки по предельному состоянию STR (отказ или чрезмерная деформация конструкций) исключает формулу (6.10) и определяет частные коэффициенты по нагрузкам для формул (6.10a) и (6.10b).

Для предельного состояния EQU (равновесие) национальное приложение дает частные коэффициенты по нагрузкам, которые соответствуют формуле (6.10).

Для предельного состояния GEO (отказ или чрезмерная деформация основания) национальное приложение и ДСТУ-Н Б EN 1997-1 применяют формулы (6.10), (6.10a) и (6.10b).

Таблица 3.1. Частные коэффициенты γ_F для нагрузок и воздействий предельных состояний по несущей способности

Предельное состояние по несущей способности	Постоянные нагрузки		Преобладающее основное переменное воздействие $\gamma_{Q,1}$	Сопутствующие переменные воздействия $\gamma_{Q,i}$	
	$\gamma_{G,j}$			Главные	Иные
	Неблагоприятное	Благоприятное			
EQU	$1.1 G_{kj,sup}$	$0.9 G_{kj,inf}$	$1.5 Q_{k,1}$ (см.примеч.1)	$1.4 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	
STR/GEO Формула (6.10)	$1.35 G_{kj,sup}$	$1.0 G_{kj,inf}$	$1.5 Q_{k,1}$ (см.примеч.1)	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	
STR/GEO Формула (6.10a)	$1.35 G_{kj,sup}$	$1.0 G_{kj,inf}$	-	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$
STR/GEO Формула (6.10b)	$\xi \gamma_{G,j} = 0.85 \cdot 1.35 = 1.15 G_{kj,sup}$	$1.0 G_{kj,inf}$	$1.5 Q_{k,1}$ (см.примеч.1)	-	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Формула (6.11a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	ψ_{11}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Формула (6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\gamma_I A_{ЕК}$ или A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

Примечание 1. При благоприятном воздействии преобладающей переменной нагрузки $\gamma_{Q,1}=0$.

Примечание 2. Коэффициент уменьшения неблагоприятной действующей постоянной нагрузки $\xi=0,85$.

ДСТУ-Н Б
EN 1990
Таблица А1.2
(А,В,С)

Таблица 3.2. Коэффициенты сочетаний воздействий ψ для зданий

ДСТУ-Н Б
EN 1990
Таблица А1.1

Воздействия	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Полезные нагрузки в зданиях категорий согласно ДСТУ-Н Б EN 1991 1 1:			
Категория А: жилые помещения	0.7	0.5	0.35
Категория В: офисные помещения	0.7	0.5	0.35
Категория С: помещения с возможным скоплением людей	0.7	0.7	0.6
Категория D: торговые площади	0.7	0.7	0.6
Категория E: складские площади	1.0	0.9	0.8
Категория F: проезжая часть для транспортных средств весом:			
а) не более 30кН	0.7	0.7	0.6
б) более 30кН, но не более 160 кН	0.7	0.5	0.3
Категория Н: кровли ^а	0.7	0	0
Снеговые нагрузки на здания ^а согласно ДСТУ-Н Б EN 1991 1 3	0.6	0.5	0.3
Ветровые нагрузки на здания ^а согласно ДСТУ-Н Б EN 1991 1 4	0.6	0.2	0
Температурное воздействие (без пожара) в зданиях согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-5	0.6	0.5	0

^а при составлении сочетаний воздействий полезные нагрузки на кровли зданий не должны приниматься в расчет вместе с ветровыми и снеговыми нагрузками

ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1
3.3.2(1)

Постоянные и переходные расчетные ситуации

Сочетания воздействий, составленные для постоянных и переходных расчетных ситуаций, используются при анализе элементов конструкций на потерю прочности и устойчивости, а также при проверке конструкций с учетом геотехнических воздействий – оснований, фундаментов, стен подвалов и др.

Необходимо заметить, что для элементов конструкций, рассчитываемых на геотехнические воздействия, следует учитывать дополнительные указания, приведенные в частности в национальном приложении к ДСТУ-Н Б EN 1990 (с изменением №2), а также в ДСТУ-Н Б EN 1997-1 и ДСТУ-Н Б EN 1997-2.

Аварийная, случайная расчетная ситуация

Сочетание для случайных расчетных ситуаций должно включать собственно аварийное воздействие A_d (формула 6.11b), такое как удар или пожар. В частности при пожаре, кроме общего воздействия температуры на несущие конструкции, A_d будет представлять собой расчетное значение непосредственного теплового воздействия очага огня.

Также сочетание для случайных расчетных ситуаций может относиться к апостериорной ситуации, когда действие основного фактора отсутствует. В таком случае $A_d = 0$.

ДСТУ-Н Б
EN 1990
6.4.3.3(4)

Сейсмическая расчетная ситуация

Сейсмические расчетные ситуации относятся к условиям, когда конструкция получает воздействие со стороны природных сейсмических сил. В случае использования сейсмической расчетной ситуации необходимо руководствоваться Еврокодом ДСТУ-Н Б EN 1998 с его национальными приложениями.

3.3.2 Расчетные сочетания для предельных состояний по эксплуатационной пригодности (для второй группы предельных состояний)

Сочетания воздействий для предельных состояний второй группы по эксплуатационной пригодности даны в ДСТУ-Н Б EN 1990 и классифицируются на **характеристические, частые и квазипостоянные**.

Характеристическое сочетание воздействий

Характеристическое сочетание воздействий используется, как правило, при рассмотрении необратимых предельных состояний и определяется формулой:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

Характеристическое сочетание следует использовать с учетом того, что следствия факторов, вызывающих предельное состояние, остаются и после прекращения их действия. Описанный случай соответствует пластическим деформациям пролетных конструкций и т.п.

Часто повторяющееся сочетание воздействий

Часто повторяющееся сочетание воздействий используется, как правило, при рассмотрении обратимых предельных состояний и определяется формулой:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

В часто повторяющемся сочетании воздействий принимается, что после прекращения действия факторов, вызывающих предельное состояние, их следствия не развиваются и не превышают граничных значений. Данная комбинация может быть использована, например, при проверке обратимой, упругой деформации прогибов перекрытий при временном складировании материалов, движении транспорта и т.д.

Квазипостоянное сочетание воздействий

Квазипостоянное сочетание воздействий обычно используется для учета действия эффектов во времени и оценки внешнего вида сооружения и определяется формулой:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

В ДСТУ-Н Б EN 1990 приведены ссылки на соответствующие Еврокоды относительно рекомендаций по применению формул (6.14b) – (6.16b). Для стальных конструкций в национальном приложении к ДСТУ-Н Б EN 1990 указаны предельные значения прогибов пролетных элементов и даются рекомендации по их определению.

Таблица 3.3. Предельные вертикальные перемещения элементов конструкций

ДСТУ-Н Б
EN 1990
НБ.2.6

Элементы конструкций	Установленные критерии	Вертикальные граничные прогибы f_u
1. Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов):		
а) покрытия и перекрытия, визуально открытые для обзора, при пролете L , м: $L \leq 1$ $L = 3$ $L = 6$ $L = 24$ (12) $L \geq 36$ (24)	Эстетико-психологические	$L / 120$ $L / 150$ $L / 200$ $L / 250$ $L / 300$
б) покрытия и перекрытия при наличии перегородок под ними	Конструктивные	$L / 300$
в) покрытия и перекрытия при наличии на них элементов, которые подвергаются растрескиванию (стяжки, полы, перегородки)	Конструктивные	$L / 150$
г) покрытия и перекрытия при наличии тельферов, подвесных кранов, управляемых: с пола с кабины	Физиологические и технологические	$L / 300$ или $a / 150$ (меньшее из двух) $L / 400$ или $a / 200$ (меньшее из двух)
д) перекрытия под воздействием перемещаемых грузов, материалов, узлов и элементов оборудования и других подвижных нагрузок (в том числе при безрельсовом напольном транспорте): нагрузки от реечного транспорта: узкоколейного ширококолейного	Физиологические и технологические	$L / 350$ $L / 400$ $L / 500$

Элементы конструкций	Установленные критерии	Вертикальные граничные прогибы f_u
2. Элементы лестниц (марши, площадки, косоуры), балконы, лоджии	Эстетико-психологические	То же, что в поз.1,а
3. Плиты перекрытия, лестничные марши и площадки, прогиб которых не мешает смежным элементам	Физиологические	0,7 мм
4. Перемычки и навесные стеновые панели над оконными и дверными проемами (ригели и прогоны остекления)	Конструктивные Эстетико-психологические	$L / 200$ То же, что в поз.1,а

Обозначения, принятые в Таблице 3.3:

L – расчетный пролет элемента конструкции;

a – шаг балок или ферм, к которым крепятся подвесные крановые рельсы.

Примечание 1. Для консоли вместо L следует принимать двойной ее вылет.

Примечание 2. Для промежуточных значений L в поз. 2,а предельные прогибы допускается определять методом линейной интерполяции.

Примечание 3. В поз.1,а цифры, указанные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно.

Примечание 4. Прогибы стропильных конструкций при наличии подвесных крановых путей (поз.1,г) следует принимать как разницу между прогибами смежных стропильных конструкций.

Предельные прогибы элементов перекрытий (балок, ригелей, плит), лестниц, балконов, лоджий, помещений жилых и гражданских зданий, а также бытовых помещений производственных зданий, исходя из физиологических требований, следует определять по формуле:

$$f_u = \frac{g(p + p_1 + q)}{30n^2(bp + p_1 + q)}, \quad (\text{НБ.1})$$

где:

g – ускорение свободного падения;

p – эксплуатационное значение удельной нагрузки от людей, вызывающих колебания, которая принимается по табл. НБ.2.7;

p_1 – значение удельной нагрузки на перекрытие;

q – эксплуатационное значение удельной нагрузки от веса рассчитываемого элемента и конструкций, которые опираются на него (кПа);

n – частота нагрузки, прикладываемой к конструкции при ходьбе человека. Частота принимается по табл. НД.2.7;

b – коэффициент, принимается по табл. НБ.2.7.

Таблица 3.4. Параметры воздействий от людей

Помещения, принимаемые по табл. НБ. А1.1	p , кПа	p_1 , кПа	n , Гц	b
Категории А, В (кроме учебных классов и бытовых помещений) Категории Н, которые не используются для отдыха	0,25	Принимается по ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1	1,5	$125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha paL}}$
Категории В – учебные классы и бытовые помещения Категории С и D (кроме танцевальных залов) Категории Н с возможным скоплением людей	0,5	То же	1,5	$125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha paL}}$
Танцевальные залы	1,5	0,2	2,0	50

ДСТУ-Н Б
EN 1990
НБ.2.7

Обозначения, принятые в Таблице 3.4:

- Q – вес одного человека, который принимается равным 0,8 кН (80 кгс);
- α – коэффициент, который равен 1,0 для элементов, которые рассчитываются по балочной схеме, и $\alpha = 0,5$ – в остальных случаях (например, если плиты опираются по трем или четырем сторонам);
- a – шаг балок, ригелей, либо расчетная ширина плит, настилов, м;
- L, l – расчетный пролет элемента конструкции, м.

Горизонтальные предельные перемещения зданий ограничиваются в основном исходя из конструктивных и функционально-технологических требований: обеспечения отсутствия эксцентриситетов; целостности стенового ограждения, перегородок, заполнения оконных и дверных проемов и др.

Горизонтальные предельные перемещения следует принимать в соответствии с указаниями Таблицы 3.5, если в ДСТУ Н Б EN 1992 – ДСТУ Н Б EN 1999 или техническом задании не указаны более жесткие требования.

Таблица 3.5. Предельные горизонтальные перемещения

Здания, стены и перегородки	Крепления стен и перегородок к каркасу здания	Предельное перемещение f_u
1 Многоэтажные здания	Любое	$h/500$
2 Один этаж многоэтажного здания:	Податливое	$h_s/300$
а) стены и перегородки из кирпича, гипсокартона, железобетонных панелей	Жесткое	$h_s/500$
б) стены с облицовкой из природного камня, керамических блоков, стекла (витражи)	Жесткое	$h_s/700$
3 Одноэтажные здания (с самонесущими стенами) с высотой этажа h_s , м: $h_s \leq 6$ $h_s = 15$ $h_s \geq 30$	Податливое	$h_s/150$ $h_s/200$ $h_s/300$

Обозначения, принятые в Таблице 3.5:

- h – высота многоэтажного здания, которая равна расстоянию от верха фундамента до оси несущих конструкций покрытия;
- h_s – высота этажа, которая равна:
в одноэтажных зданиях – расстоянию от верха фундамента до низа стропильных конструкций;
в многоэтажных зданиях – для нижнего этажа – равна расстоянию от верха фундамента до оси ригеля перекрытия; для других этажей – равна расстоянию между осями смежных ригелей.

Примечание 1. Для промежуточных значений h_s (поз. 3) горизонтальные граничные перемещения следует определять методом линейной интерполяции.

Примечание 2. К податливым креплениям относятся крепления стен или перегородок к каркасу, которые не препятствуют смещению каркаса (без передачи на стены или перегородки усилий, способных вызвать повреждение конструктивных элементов); к жестким – крепления, которые препятствуют взаимным сдвигам каркаса, стен или перегородок.

Горизонтальные перемещения бескаркасных зданий от ветровых нагрузок не ограничиваются, если в их стенах, перегородках и соединительных элементах обеспечены прочность и трещиностойкость.

Предельные горизонтальные перемещения основных несущих конструкций внешних стен зданий, а также навесных стеновых панелей от ветровой нагрузки ограничиваются исходя в основном из конструктивных требований. Их следует принимать не более 1/200 от расчетной длины стоек либо панелей.

Горизонтальные предельные перемещения колонн каркасных зданий от температурных климатических и усадочных воздействий следует принимать равными:

- $h_s/150$ – при стенах и перегородках из кирпича, гипсокартона, железобетона и навесных панелей;
- $h_s/200$ – при стенах, облицованных природным камнем, выполненных из керамических блоков, с применением стекла (витражи);
- де h_s – высота этажа, а для одноэтажных зданий с мостовыми кранами – высота от верха фундамента до низа подкрановых балок.

РАЗДЕЛ 4. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

Основные правила проектирования стальных несущих конструкций установлены в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. Данный нормативный документ следует использовать с другими разделами ДСТУ-Н Б EN 1993 при проектировании стальных конструкций.

Нормативный документ ДСТУ-Н Б EN 1993-1 включает двенадцать разделов, начиная с ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 и до ДСТУ-Н Б EN 1993-1-12. По состоянию на 2014 год при проектировании зданий со стальным каркасом необходимо руководствоваться следующими разделами ДСТУ-Н Б EN 1993-1:

- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Общие правила и правила для зданий;
- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 Проектирование конструкций на огнестойкость;
- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 Общие правила. Дополнительные правила для холодноформированных элементов и профилированных листов;
- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 Пластинчатые конструктивные элементы;
- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 Проектирование соединений;
- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10 Свойства трещиностойкости и прочности материала в направлении толщины проката.

4.1 Свойства материалов

4.1.1 Марка стали

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
3.1(1)

Раздел Еврокодов ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 включает в себя проектирование металлических конструкций, изготовленных из сталей марок от S235 до S460 в соответствии с ДСТУ EN 10025, ДСТУ EN 10219. Указанный диапазон охватывает практически все марки стали, наиболее часто используемые при массовом строительстве зданий.

В некоторых случаях при проектировании могут использоваться высокопрочные стали. Рекомендации по их использованию дает раздел Еврокода ДСТУ-Н Б EN 1993-1-12 (дополнительные правила к EN 1993 для стали классов выше S700).

В Таблице 3.1 Еврокода ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 представлены номинальные значения прочностных характеристик стали. Однако при проектировании соответствие номинального значения предела текучести металла (f_y) и значения предела прочности (f_u) рекомендуется уточнять в соответствии со стандартом на конкретное изделие. Стандарт, как правило, показывает более точные физико-механические параметры и зависимость уменьшения прочности от увеличения толщины металла.

Номинальные значения используются в качестве характеристических значений прочности материала. Значение предела текучести и предела прочности для разных толщин стали марок S275 и S355 определяется согласно стандарта на изделие, как это показано в Таблице 4.1.

Если в стандарте на изделие указывается ряд значений пределов прочности, то следует выбирать наименьшее. Следовательно, значения предела прочности, указанные в Таблице 4.1, являются минимальными. Листовые элементы из стали марки S275, как правило, изготавливаются согласно ДСТУ EN 10025-2. Листовые элементы, изготовленные согласно другим разделам ДСТУ EN 10025, могут иметь несколько отличающиеся значения предела прочности.

Таблица 4.1. Номинальные значения предела текучести (f_y) и предела прочности (f_u)

Стандарт и сталь	Номинальная толщина элемента t, мм			
	t ≤ 40		40 < t ≤ 80	
	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
ДСТУ EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
ДСТУ EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
ДСТУ EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
ДСТУ EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
ДСТУ EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
ДСТУ EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
ДСТУ EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

Примечание. Листовые элементы из стали S275 в основном производятся согласно ДСТУ EN 10025-2.

Для зданий и сооружений, возводимых в нашей стране, для определения наиболее подходящего подкласса стали и допустимой толщины используется Таблица 4.2 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10).

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
Таблица 2.1

Таблица 4.2. Максимально допустимые значения толщины элементов

Класс стали	Под-класс стали	Ударная вязкость по Шарпи		Расчетная температура														
		при $T [^{\circ}\text{C}]$	J_{\min}	10	0	-10	-20	-30	10	0	-10	-20	-30	10	0	-10	-20	-30
				$\sigma_{Ed} = 0,75 \cdot f_y(t)$					$\sigma_{Ed} = 0,50 \cdot f_y(t)$					$\sigma_{Ed} = 0,25 \cdot f_y(t)$				
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	90	75	65	55	45	135	115	100	85	75
	J0	0	27	90	75	60	50	40	125	105	90	75	65	175	155	135	115	100
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	170	145	125	105	90	200	200	175	155	135
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	80	70	55	50	40	125	110	95	80	70
	J0	0	27	75	65	55	45	35	115	95	80	70	55	165	145	125	110	95
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	155	130	115	95	80	200	190	165	145	125
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	180	155	130	115	95	200	200	190	165	145
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	200	200	180	155	130	230	200	200	200	190
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	65	55	45	40	30	110	95	80	70	60
	J0	0	27	60	50	40	35	25	95	80	65	55	45	150	130	110	95	80
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	135	110	95	80	65	200	175	150	130	110
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	155	135	110	95	80	200	200	175	150	130
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	200	180	155	135	110	210	200	200	200	175
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	140	120	100	85	70	200	185	160	140	120
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	190	165	140	120	100	200	200	200	185	160
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	110	95	75	65	55	175	155	130	115	95
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	130	110	95	75	65	200	175	155	130	115
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	155	130	110	95	75	200	200	175	155	130
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	180	155	130	110	95	200	200	200	175	155
	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	200	180	155	130	110	215	200	200	200	175

Примечание 1. Значения в таблице отвечают требованиям надежности ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 для общих свойств материала.

Примечание 2. При составлении таблицы использована исходная скорость деформации $\dot{\epsilon}_0 = 4 \cdot 10^{-4}/\text{с}$, для которой $\Delta T_{\epsilon} = 0$.

Примечание 3. При составлении таблицы принят не холодноформованный прокат с $\epsilon_{cf} = 0\%$, для которого $\Delta T_{\epsilon_{cf}} = 0$.

Примечание 4. Для табличных значений используется $\Delta T_{\theta} = 0^{\circ}\text{C}$.

Примечание 5. При использовании таблицы рекомендуется принимать $\Delta T_R = 0^{\circ}\text{C}$.

4.1.3 Соединения элементов

В разделе Еврокода ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 приведены методы расчета соединений, подверженных воздействию преимущественно статической нагрузки, с использованием сталей S235, S275, S355 и S460.

Болтовые соединения

Свойства болтовых соединительных элементов, работающих на срез, а также гаек и шайб должны определяться согласно ДСТУ ISO 4014-2001, ДСТУ ISO 4017-2001, ДСТУ ISO 4032-2002, ДСТУ ISO 4033-2002, EN ISO 7089, EN ISO 7090. Параметры высокопрочных болтов, устанавливаемых с контролируемым предварительным натяжением, определяются согласно EN 14399-1, EN 14399-2, EN 14399-3, EN 14399-5, EN 14399-6, EN 14399-9 и EN 14399-10.

В случае, если в ДСТУ-Н Б EN есть ссылки на стандарт, который не принят в Украине как национальный, проектировщик может руководствоваться положениями оригинала европейского стандарта.

В Таблице 4.3 ниже приведены параметры болтов классов прочности 4.6-10.9.

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-8
Таблица 3.1

Таблица 4.3. Номинальные значения предела текучести f_{yb} и предела прочности f_{ub} болтов для разных классов прочности

Класс прочности болта	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} , Н/мм ²	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} , Н/мм ²	400	400	500	500	600	800	1000

В качестве предварительно напряженных болтов могут использоваться только высокопрочные болты классов 8.8 и более, которые соответствуют требованиям указанных выше стандартов и устанавливаются с контролируемым натяжением согласно ДСТУ Б EN 1090-2.

Сварные соединения

В строительстве наиболее распространены следующие типы сварных швов:

- угловые сварные швы;
- угловые сварные швы с обваркой по контуру;
- стыковые сварные швы;
- пробковые сварные швы;
- сварные швы с разделкой кромок.

Стыковые сварные швы могут быть с полным или неполным проваром. Круговые угловые и пробковые сварные швы могут быть выполнены в круглых или овальных отверстиях.

Все сварочные материалы и выполненные сварные швы должны соответствовать требованиям ДСТУ Б EN 1090-2, а также стандартам EN 12345:1998, EN ISO 14555:1998, EN ISO 13918:1998, EN 288-3:1992, EN ISO 5817:2003.

4.2 Классификация поперечных сечений элементов

При проверочном расчете поперечное сечение каждого несущего элемента каркаса должно быть классифицировано в зависимости от уровня нормальных напряжений, геометрических размеров сечения и физико-механических характеристик материалов. Цель классификации состоит в определении границ, при достижении которых несущая способность поперечного сечения рассчитывается с учетом потери местной устойчивости.

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 различают четыре класса поперечных сечений:

- **Класс 1** – поперечные сечения, в которых может образовываться полный пластический шарнир с требуемой для пластического расчета способностью к повороту без снижения несущей способности сечения.
- **Класс 2** – поперечные сечения, в которых могут развиваться частичные пластические деформации, но способность к повороту ограничена вследствие потери местной устойчивости.
- **Класс 3** – поперечные сечения, в которых при упругой работе напряжения в сжатой зоне могут достигать предела текучести, но потеря местной устойчивости не позволяет развиваться пластическим деформациям.
- **Класс 4** – поперечные сечения, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести на каком-либо одном и более участках сечения.

Классификация поперечных сечений зависит от отношения ширины к толщине участков сечения, расположенных в его сжатой зоне. Разные сжатые участки поперечного сечения, например, стенка или полка, могут относиться к разным классам. Поперечное сечение классифицируется по наивысшему (наименее благоприятному) классу его сжатых частей. Предельные соотношения ширины к толщине сжатых участков сечения для классов 1, 2 и 3 приведены в Таблице 4.4. Участки сечения, которые не соответствуют классу 3, относятся к классу 4.

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-8
4.3

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
5.5.1

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
5.5.2

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
Таблица 5.2

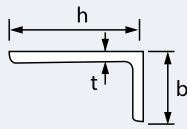
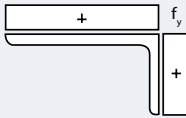
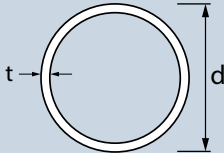
Таблица 4.4. Максимальное соотношение ширины к толщине для сжатых частей сечения

Сжатые внутренние части сечения						
				Ось изгиба		
				Ось изгиба		
Класс	Изгибаемый участок сечения	Сжатый участок сечения			Сжато-изогнутый участок сечения	
Распределение напряжений в частях сечения (сжатие со знаком «+»)						
1	$clt \leq 72\varepsilon$	$clt \leq 33\varepsilon$			если $\alpha > 0,5$: $clt \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1}$ если $\alpha \leq 0,5$: $clt \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$	
2	$clt \leq 83\varepsilon$	$clt \leq 38\varepsilon$			если $\alpha > 0,5$: $clt \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha-1}$ если $\alpha \leq 0,5$: $clt \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$	
Распределение напряжений в частях сечения (сжатие со знаком «+»)						
3	$clt \leq 124\varepsilon$	$clt \leq 42\varepsilon$			если $\psi > -1$: $clt \leq \frac{42\varepsilon}{0,67+0,33\psi}$ если $\psi \leq -1$: $clt \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Продолжение Таблицы 4.4

Свесы полки						
Прокатные профили		Сварные профили				
Класс	Сжатая часть сечения	Сжато-изогнутая часть сечения				
		Сжатие на конце		Растяжение на конце		
Распределение напряжений в частях сечения (сжатие со знаком «+»)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Распределение напряжений в частях сечения (сжатие со знаком «+»)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Для k_σ см. EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Завершение Таблицы 4.4

Угловые профили						
Также относится к «Свесам полок» (см. в таблице 11 выше)				Не применяется для уголков при непрерывном креплении к другим сечениям		
Класс	Сжатые сечения					
Распределение напряжений в частях сечения (сжатие со знаком «+»)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon \quad \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
Трубчатое сечение						
						
Класс	Сечение при изгибе и/или сжатии					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
ПРИМЕЧАНИЕ. Касательно $d/t > 90\varepsilon^2$ см. EN 1993-1-6.						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

4.3 Расчет поперечных сечений по предельному состоянию по несущей способности (по первому предельному состоянию)

Расчетные значения несущей способности элементов конструкций и их узлов определяются исходя из характеристических значений прочности материала и геометрических характеристик сечений. Характеристические значения свойств материала делят на значения частных коэффициентов надежности (γ_M), приведенных в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 в зависимости от конкретных случаев (Таблица 4.5).

Таблица 4.5. Значения частных коэффициентов надежности

Показатель	Значение
γ_{M0} (частный коэффициент надежности для вычисления несущей способности поперечного сечения любого класса)	1.0
γ_{M1} (частный коэффициент надежности при проверке элементов на потерю устойчивости)	1.0
γ_{M2} (частный коэффициент надежности при проверке на растяжение)	1.25

Примечание 1. Частные коэффициенты надежности для узлов определяются в соответствии с рекомендациями ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

4.3.1 Несущая способность поперечных сечений при проверке прочности

Расчетное значение внутренних усилий в любом поперечном сечении элемента конструкции не должно превышать соответствующее значение его несущей способности. В случае одновременного воздействия нескольких нагрузок возникающее суммарное внутреннее усилие не должно превышать соответствующее значение несущей способности элемента конструкции для данного расчетного сочетания.

Расчетные значения несущей способности элемента конструкции зависят от принятого класса поперечного сечения.

Расчетные значения несущей способности поперечного сечения при растяжении, сжатии, изгибе и сдвиге обозначаются соответственно как $N_{t,Rd}$, $N_{c,Rd}$, $V_{c,Rd}$ и $M_{c,Rd}$. Формулы, по которым их определяют, для всех классов поперечных сечений приведены в разделе 6.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

Для тонкостенных элементов несущая способность сечения на сдвиг может быть ограничена местной потерей устойчивости. В таких случаях следует применять ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3. Для горячекатаных профилей потеря устойчивости при сдвиге рассматривается крайне редко.

Для проверки прочности в упругой стадии может использоваться следующий критерий:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1$$

где:

- $\sigma_{x,Ed}$ – расчетное продольное нормальное напряжение в точке;
- $\sigma_{z,Ed}$ – расчетное поперечное нормальное напряжение в точке;
- τ_{Ed} – расчетное касательное напряжение в точке.

Приведенный критерий подсчитывается для критической точки поперечного сечения в случае, если данное сечение не подлежит проверке по другим формулам (см. разд. 6.2.7 – 6.2.9 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1). Более детальные рекомендации проверки несущей способности по прочности можно найти в разделе 6.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

4.3.2 Несущая способность элементов при проверке устойчивости

Центрально-сжатые элементы постоянного сечения

Раздел ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 дает рекомендации для проверки несущей способности центрально-сжатых элементов на потерю устойчивости при продольном изгибе, крутильной и изгибно-крутильной формах. Согласно Еврокоду все несущие элементы требуется обязательно проверить на потерю устойчивости при

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
6.1

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
6.2.1

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
Рисунок 6.4

продольном изгибе. Для несущих элементов с открытым сечением необходимо также проверять крутильную и изгибно-крутильную формы потери устойчивости.

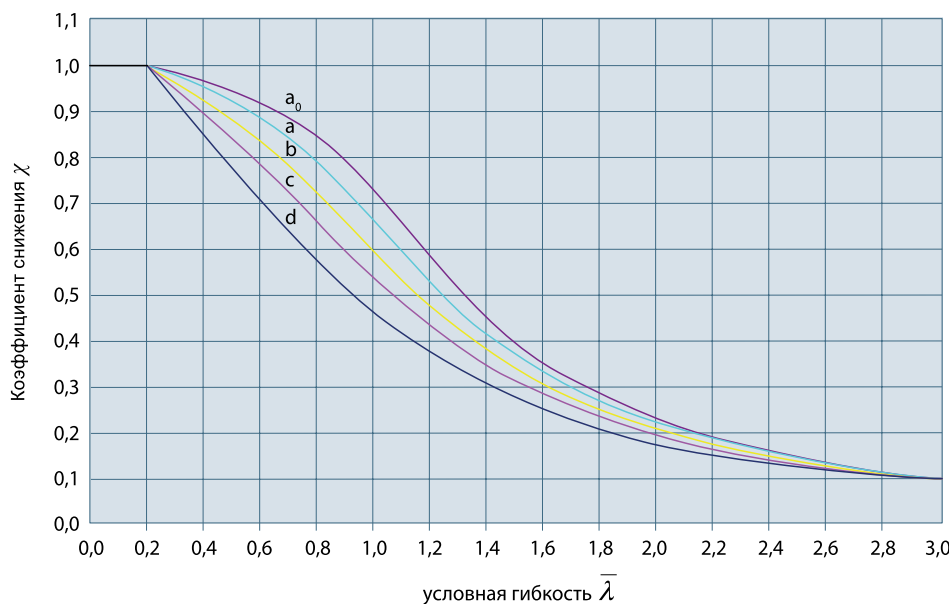


Рисунок 4.1 Кривые потери устойчивости

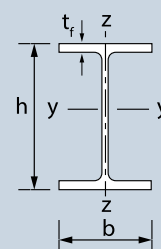
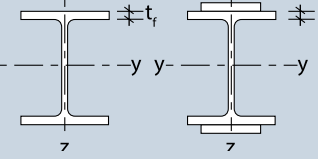
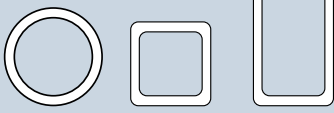
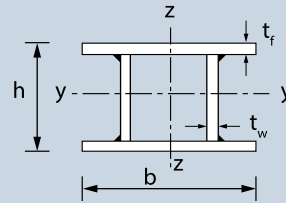
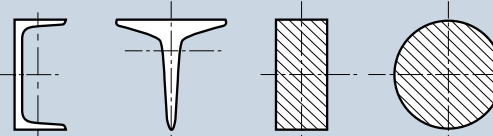
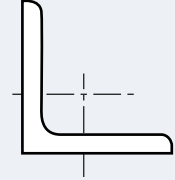
Для расчета элементов на потерю устойчивости применяется понижающий коэффициент устойчивости χ , который численно выражает снижение несущей способности сечения ниже соответствующей несущей способности по прочности вследствие потери устойчивости.

Понижающий коэффициент χ зависит от геометрических параметров сечения, предела текучести и модуля упругости стали. Значения коэффициента χ при центральном сжатии представлены графически в виде кривых устойчивости (см. рис. 1). Кривая потери устойчивости определяется в каждом конкретном случае в соответствии с типом поперечного сечения и осью, относительно которой проводится проверка элемента на потерю устойчивости. Кривая на графике показывает зависимость значения понижающего коэффициента χ от условной гибкости элемента $\bar{\lambda}$.

В Таблице 4.6 приведены классификационные параметры, определяющие выбор кривой потери устойчивости при продольном изгибе в зависимости от типа поперечного сечения.

Для элементов из горячекатаных двутавровых и замкнутых сечений при определении несущей способности для проверки устойчивости определяющей, как правило, является изгибная, а не крутильная и/или изгибно-крутильная формы потери устойчивости.

Таблица 4.6. Выбор кривой потери устойчивости при продольном изгибе

Поперечное сечение	Пределы	Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
 <p>Прокатные профили</p>	$h/b > 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 40$ мм	a b	a_0 a_0
			$40 \text{ мм} < t_f \leq 100$ мм	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100$ мм	b c	a a
			$t_f > 100$ мм	d d	c c
 <p>Сварные дву-тавровые профили</p>	$t_f \leq 40$ мм	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40$ мм	y-y z-z	c d	c d	
 <p>Замкнутые профили</p>	горячекатаные	любой	a	a_0	
	холоднокатаные	любой	c	c	
 <p>Сварные коробчатые профили</p>	В общем случае, кроме варианта, указанного ниже	любой	b	b	
	с толщиной сварных швов: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	любой	c	c	
 <p>Швеллеры, тавры, профили сплошного сечения</p>		любой	c	c	
 <p>Уголки</p>		любой	b	b	

Изгибаемые элементы постоянного сечения

Элементы, изгибаемые относительно главной оси и не раскрепленные из плоскости действия изгибающего момента, следует проверять на устойчивость плоской формы изгиба (т.е. возможность потери устойчивости по изгибно-крутильной форме).

При проверке устойчивости плоской формы изгиба понижающий коэффициент устойчивости χ_{LT} определяется в зависимости от условной гибкости λ_{LT} и типа поперечного сечения. Методика определения понижающего коэффициента устойчивости χ_{LT} приведена в разделе 6.3.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. Для изгибаемых элементов постоянного сечения предлагается три метода определения коэффициента χ_{LT} :

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
6.3.3(3)

- 1) Первый метод использует кривые устойчивости плоской формы изгиба, заданные аналитически для общего случая и для случая прокатных двутавровых сечений и эквивалентных им сварных сечений.
- 2) Второй метод представляет собой упрощенную оценку для балок с боковыми раскреплениями.
- 3) Третий метод – это общий метод расчета элементов конструкций на устойчивость плоской формы изгиба.

Для первого метода требуется использование значение критического момента потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии (M_{cr}). Использование кривых устойчивости для прокатных двутавровых сечений и эквивалентных им сварных сечений позволяет получить высокие значения несущей способности без снижения надежности элементов конструкций.

Сжато-изгибаемые элементы постоянного сечения

Для внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов необходимо соблюдать условия, указанные в пункте 6.3.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

Проверка устойчивости несущих элементов может выполняться как для однопролетных элементов, условно рассматриваемых отдельно от общей системы конструкций. При этом должны учитываться условия закрепления элементов и Р-Δ эффекты 2-го порядка, обусловленные деформированием всей системы под нагрузкой. Указанные факторы учитываются приложением соответствующих изгибающих моментов по концам элемента либо введением в расчет соответствующих коэффициентов расчетной длины.

Коэффициенты взаимодействия (k_{ij}), используемые для проверки устойчивости, могут быть определены либо по Приложению А либо по Приложению В нормативного документа ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. Подход, предлагаемый в Приложении В, является наиболее упрощенным.

Общий метод проверки устойчивости элементов при проверке потери устойчивости из плоскости изгиба (изгибно-крутильной форме) и устойчивости плоской формы изгиба

Метод, приведенный в пункте 6.3.4 в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, не следует путать с методом проверки устойчивости плоской формы изгиба, приведенным в пункте 6.3.2.2 Еврокода ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

Данный метод позволяет проверять потерю устойчивости из плоскости изгиба и устойчивости плоской формы изгиба несущих элементов конструкций в тех случаях, когда не могут быть применены методы проверки устойчивости согласно п. 6.3.1-6.3.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
6.3.4

Общий метод может быть использован для таких элементов конструкций, как:

- отдельные несущие элементы конструкций, в том числе составного, постоянного или переменного по длине сечения, с простыми или сложными условиями опирания;
- плоские рамы или фрагменты рам, состоящие из элементов, подверженных центральному сжатию и/или плоскому изгибу.

Общий метод является относительно новым и поэтому еще не настолько тщательно верифицированным. Национальное приложение Украины ограничивает применение данного метода прямолинейными элементами, изгибаемыми в одной плоскости и/или сжатыми и указывают, что обобщенный понижающий коэффициент устойчивости χ_{op} должен приниматься как меньший из коэффициентов устойчивости при сжатии χ и при изгибе χ_{LT} . При этом коэффициент определяется согласно п. 6.3.1 как для потери устойчивости из плоскости изгиба, а коэффициент определяется в соответствии с п. 6.3.2 как для потери устойчивости плоской формы изгиба.

Потеря устойчивости плоской формы изгиба для элементов с учетом развития пластических деформаций

Рекомендации для зданий и сооружений, проектируемых с учетом развития пластических деформаций, например, таких как поперечные рамы каркаса, приведены в пункте 6.3.5 Еврокода ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010.

4.4 Узлы конструкций

Узлом конструкции является место, в котором сходятся два или более несущих элементов с целью принятия, перераспределения и передачи соответствующих внутренних усилий. Основным требованием ко всем возможным типам узлов конструкций является обеспечение равнопрочности стыкуемых и соединительных элементов.

Методы расчета соединений конструктивных элементов из стали приведены в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8. Указанный нормативный документ содержит исчерпывающую методологию для проектирования узлов стальных конструкций при помощи болтовых и сварных соединений, подверженных действию преимущественно статической нагрузки. Диапазон марок стали соединяемых элементов в узле от S235 до S460.

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-8

В ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 узлы классифицируются в зависимости от условий восприятия действующих в узле внутренних усилий (изгибающего момента), а также от возможности взаимного поворота несущих элементов в узле относительно друг друга. Различают три расчетные модели узлов несущих элементов конструкций:

- номинально шарнирные;
- жесткие;
- полужесткие.

Выбираемый тип модели узла в каждом конкретном случае зависит от конструктивного выполнения узла и выбранного метода расчета конструкции как единой системы.

В Еврокоде допускается классифицировать узлы на основе экспериментальных данных, а также на основе положительного опыта использования подобных узлов ранее в строительной практике.

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-8
2.6

При возможных ударных или вибрационных воздействиях в узлах несущих элементов, как правило, используются болтовые соединения на высокопрочных болтах с контролируемым предварительным натяжением, а также на болтах обычной прочности с применением устройств против раскручивания гаек: гроверов и контргаек. Допускается также применение заводских сварных соединений с полным проваром при обеспечении необходимых конструктивных мер, направленных на предотвращение возникновения концентрации напряжений и развития трещин.

4.4.1 Болтовые соединения

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 определяет пять категорий болтовых соединений. Эти категории различаются характером работы соединения:

- на сдвиг:
 - категория А (сминаемое соединение);
 - категория В (фрикционное соединение, рассчитываемое по второму предельному состоянию);
 - категория С (фрикционное соединение, рассчитываемое по первому предельному состоянию);
- на растяжение:
 - категория D (соединение без предварительного натяжения болтов);
 - категория E (соединение с предварительным натяжением болтов).

Фрикционные соединения являются особым типом болтовых соединений, выполняемых с использованием высокопрочных болтов с контролируемым усилием предварительного натяжения. В таких соединениях передача усилия осуществляется за счет сил трения под головкой и гайкой болта о поверхность соединяемых элементов.

Проверки для различных категорий соединений сведены в Таблицу 4.7.

Таблица 4.7. Проверки для различных категорий болтовых соединений

Категория	Критерии	Примечания
Соединения, работающие на сдвиг		
А Работающие на смятие	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	Предварительное натяжение болтов не требуется (i) Классы болтов – 4.6-10.9
В Фрикционные, рассчитываемые для предельных состояний по эксплуатационной пригодности (по второму предельному состоянию)	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$	Используются болты классов 8.8 или 10.9 с контролируемым предварительным натяжением
С Фрикционные, рассчитываемые для предельных состояний по несущей способности (по первому предельному состоянию)	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	A.1 Используются болты классов 8.8 или 10.9 с контролируемым предварительным натяжением
Соединения, работающие на растяжение		
Д Без предварительного натяжения болтов	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Предварительное натяжение болтов не требуется Применимы все классы болтов
Е С предварительным натяжением болтов	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Используются болты классов 8.8 или 10.9 с контролируемым предварительным натяжением

Примечание. Расчетное усилие предварительного натяжения высокопрочных болтов $F_{t,Ed}$ во фрикционных соединениях контролируется по углу закручивания либо с помощью динамометрических ключей согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2005. Болты при действии на них усилий сдвига и растяжения должны также удовлетворять критериям таблицы 3.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

Обозначения, принятые в таблице:

- $F_{t,Ed}$ – расчетное усилие на один болт в предельном состоянии по несущей способности;
- $F_{v,Rd}$ – расчетная несущая способность одного болта на срез;
- $F_{b,Rd}$ – расчетная несущая способность одного болта на смятие;
- $F_{v,Ed,ser}$ – расчетное усилие в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности на один болт;
- $F_{s,Rd,ser}$ – расчетная несущая способность одного болта при сдвиге поверхностей в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности;
- $F_{s,Rd}$ – расчетная несущая способность одного болта при сдвиге поверхностей в предельном состоянии по несущей способности;
- $N_{net,Rd}$ – расчетную несущую способность поперечного сечения нетто в пластической стадии в месте расположения болтовых отверстий;
- $F_{t,Rd}$ – расчетная несущая способность одного болта на растяжение;
- $F_{t,Ed}$ – расчетное усилие на один болт в предельном состоянии по несущей способности;
- $B_{p,Rd}$ – расчетная несущая способность головки болта или гайки на отрыв при сдвиге.

Минимальные и максимальные расстояния от центра отверстия до края элемента соединения, а также минимальный и максимальный шаг болтов в соединении приведены в Таблице 4.8 в зависимости от диаметра отверстия. Диаметр отверстия, в свою очередь, определяется классом точности, согласно которому болты различают на три категории: «А» и «В» согласно EN ISO 4014:2000, а также категорию «С» согласно EN ISO 4016:2000.

Таблица 4.8. Минимальные и максимальные расстояния между болтами и от болта до края элемента

Расстояние и шаг (см. рисунок 4.1)	Минимальное значение	Максимальное значение ^{1) 2) 3)}	
		Элементы, подверженные атмосферным или другим факторам коррозии	Элементы не подверженные атмосферным или другим факторам коррозии
Расстояние до края e_1 вдоль усилия	$1.2d_0$	$4t+40$ мм	-
Расстояние до края e_2 поперек усилия	$1.2d_0$	$4t+40$ мм	-
Шаг p_1 вдоль усилия	$2.2d_0$	Меньше из: $14t$ или 200 мм	Меньше из: $14t$ или 200 мм
Шаг p_2 поперек усилия	$2.4d_0$	Меньше из: $14t$ или 200 мм	Меньше из: $14t$ или 200 мм
Расстояние для овальных отверстий e_3	$1.5d_0^{4)}$	-	-
Расстояние для овальных отверстий e_4	$1.5d_0^{4)}$	-	-

1) Максимальные расстояния между болтами и от болта до края элемента соединения не ограничиваются, кроме случаев:
 – сжатых элементов в целях предотвращения потери местной устойчивости на участке между болтами;
 – незащищенных элементов соединения в целях предотвращения коррозии.
 2) Местная устойчивость при сжатии элементов соединения на участке между болтами должна проверяться согласно разделу 6.3 ДСТУ-НБ EN 1993-1-1 как для центрально-сжатой колонны с расчетной длиной $0.6p_1$. Указанная проверка не требуется, если p_1/t менее, чем 9ε . Расстояние от центра отверстия до краев элементов соединения поперек усилий не должно превышать максимального значения, вычисленного как для свесов полок сжатых элементов согласно таблице 5.1 ДСТУ-НБ EN 1993-1-1. Указанное требование не относится к расстоянию вдоль действия усилий.
 3) t – толщина внешнего элемента в соединении, наиболее тонкого.
 4) Ограничения размеров овальных отверстий приведены в ДСТУ Б EN 1090-2.

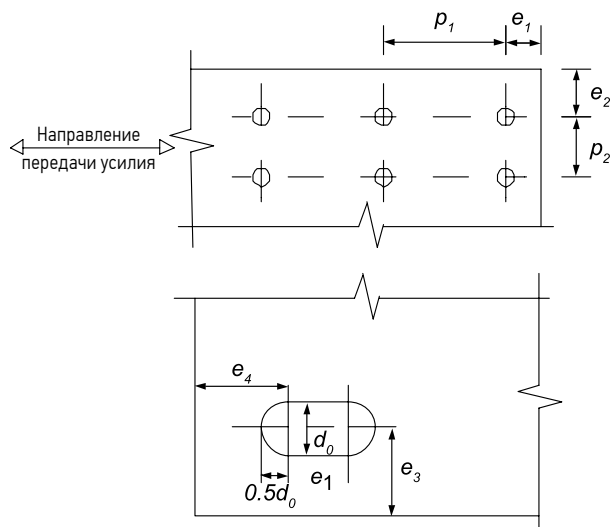


Рисунок 4.1. Определение расстояний в болтовых соединениях

Номинальные значения предела текучести (f_{yb}) и предела прочности на растяжение (f_{ub}) для болтов различного класса прочности представлены в Таблице 4.8. Указанные в таблице значения следует принимать в качестве характеристических значений при выполнении расчетов.

4.4.2 Сварные соединения

Наиболее часто применяемыми в массовом строительстве типами сварных швов согласно ДСТУ-НБ EN 1993-1-8 являются угловые и стыковые. Сварные швы делятся на одно- и двухсторонние. Односторонние швы могут быть выполнены с полным или неполным проваром в зависимости от конструктивных требований и характера внешних воздействий. С целью обеспечения полного провара и подварки корней швов применяется разделка кромок соединяемых элементов и комплексы специальных технологических мероприятий при сварке.

Расчетная несущая способность швов с неполным проваром определяется величиной катета, а с полным проваром – эффективной толщиной и пределом прочности материала, который приваривается. Расчетную несущую способность угловых швов возможно определить с использованием упрощенного метода, который содержится в разделе 4.5.3.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 или прямым расчетом, который приведен в разделе 4.5.3.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

4.5 Живучесть конструкций

Конструктивная схема здания, а также его отдельные узлы и элементы должны быть запроектированы таким образом, чтобы была обеспечена живучесть каркаса. Под живучестью подразумевают способность конструкции в случае возникновения особого воздействия, которое вызывает отказ, сохранять заданные функции без прогрессирующего разрушения. Прогрессирующими являются разрушения, которые непропорциональны причине, их вызвавшей.

Требования по расчету конструкций при случайных воздействиях устанавливаются в ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7. Классификация типов зданий по последствиям разрушения приведена в Таблице 4.9.

Таблица 4.9. Классификация последствий разрушения

Группы по последствиям разрушения	Примеры типов зданий и их использования
1	<ul style="list-style-type: none"> Здания на одну семью, с высотой не более четырех этажей. Сельскохозяйственные здания. Здания, редко посещаемые людьми при минимальном расстоянии до других зданий или территорий с частым пребыванием людей не менее 1,5 высоты здания.
2a Группа пониженного риска	<ul style="list-style-type: none"> Здания на одну семью, с высотой не более пяти этажей. Гостиницы с высотой не более четырех этажей. Многоквартирные и другие жилые здания с высотой не более четырех этажей. Офисные здания с высотой не более четырех этажей. Промышленные здания с высотой не более трех этажей. Торговые здания с высотой не более трех этажей, с площадью каждого этажа до 1000 м². Одноэтажные здания учреждений образования. Все посещаемые людьми здания не более двух этажей с площадью каждого этажа до 2000 м².
2b Группа повышенного риска	<ul style="list-style-type: none"> Гостиницы, многоквартирные и другие жилые здания с высотой более четырех, но не более 15 этажей. Здания учреждений образования с высотой более одного, но не более 15 этажей. Торговые здания с высотой более трех, но не более 15 этажей. Больницы с высотой не более трех этажей. Офисные здания с высотой более четырех, но не более 15 этажей. Все посещаемые людьми здания с площадью каждого этажа от 2000 до 5000 м². Паркинги с высотой не более шести этажей.
Группы по последствиям разрушения	Примеры типов зданий и их использования
3	<ul style="list-style-type: none"> Все здания, в которых количество этажей и площадь каждого этажа превышают значения, определенные для класса 2. Все здания, в которых допускается пребывание значительного числа людей. Стадионы, вмещающие более 5000 зрителей. Здания, в которых располагаются опасные вещества и/или технологические процессы.

Примечание 1. Если здание можно отнести к нескольким группам их использования, то для него следует назначать наиболее высокую группу по последствиям разрушения.

Примечание 2. При определении количества этажей допускается не учитывать цокольные этажи, если они соответствуют требованиям к классу 2b (группа повышенного риска).

Таблица 4.9 не является исчерпывающей и может быть дополнена в национальных приложениях.

ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7
Приложение А
Таблица А.1

4.6 Обеспечение огнестойкости конструкций

Стальные конструкции должны быть либо защищены от огня, либо запроектированы и выполнены таким образом, чтобы избежать преждевременного разрушения при воздействии пожара. Требуемая огнестойкость стальных элементов конструкций может быть достигнута в частности с использованием следующих основных мероприятий:

- Нанесение покрасочных огнестойких покрытий, вспучивающихся при воздействии огня.
- Обшивка огнезащитными минераловатными плитами.
- Обетонирование или обкладывание кирпичом.

Огнестойкость и прочность конструкций должны быть соответственно рассчитаны с учетом прикладываемой к элементам температурной нагрузки. Руководство по проектированию стальных конструкций при аварийных пожарных воздействиях приведено в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2.

4.7 Защита от коррозии

Многие стальные конструкции работают в зданиях и сооружениях, эксплуатация которых связана с агрессивной средой, что может приводить к постепенной коррозии и разрушению элементов. На этапе проектирования следует предусмотреть комплекс мер защиты конструкций от коррозии. Данный комплекс в себя включает:

- Применение специальных антикоррозионных покрытий, соответствующих типу конструкции и условиям их эксплуатации.
- Учет возможного контакта стальных конструкций с другими материалами и его минимизация.
- Конструктивные меры упреждения задерживания влаги, грязи и иных коррозионных ингибиторов на стальных конструкциях, а также открытость элементов и деталей для доступа при осмотре.
- Организационно-технологические мероприятия, в частности установление периодичности и порядка обслуживания, возобновления покрытия и критериев коррозионного поражения на протяжении всего срока службы конструкции.

К видам защиты от коррозии для конструктивных элементов стальных конструкций в основном относятся покрасочные покрытия (грунтовки, эмали), горячее оцинкование, а также оштукатуривание и обетонирование сечений. Рекомендации по защите от коррозии могут быть найдены в специализированной литературе.

РАЗДЕЛ 5. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

В данной публикации рассмотрены примеры проектирования элементов различных конструктивных схем, применяющихся в несложных каркасах малоэтажных зданий.

Конструктивные решения были выбраны, прежде всего, таким образом, чтобы максимально представить диапазон расчетных ситуаций, а также типов элементов, и имеют некоторую степень идеализации и упрощений.

При расчете нагрузок использованы наименее благоприятные сочетания, полученные по формулам (6.10а) и (6.10б) ДСТУ-Н Б В.1.2-13 для нагрузок, наиболее характерных в массовом строительстве. В рамках данных примеров были использованы национальные приложения Украины.

5.1 Пример расчета стальной балочной клетки, расположенной внутри здания

5.1.1 Разработка конструктивной схемы и сбор нагрузок

Рассматриваемый каркас представляет собой балочную клетку, которая располагается внутри объема существующего здания.

Подобные конструкции используют в промышленном строительстве для размещения технологического оборудования при организации производственных процессов в нескольких уровнях, а также в гражданском строительстве с целью организации антресольных этажей. В данном примере считается, что балочная клетка предназначена для складирования по всей площади негорючих упакованных материалов в таре.

Колонны и главные балки в каркасе приняты из сварных профилей, составленных из листов; второстепенные балки приняты из прокатных двутавров, а элементы связей – из труб.

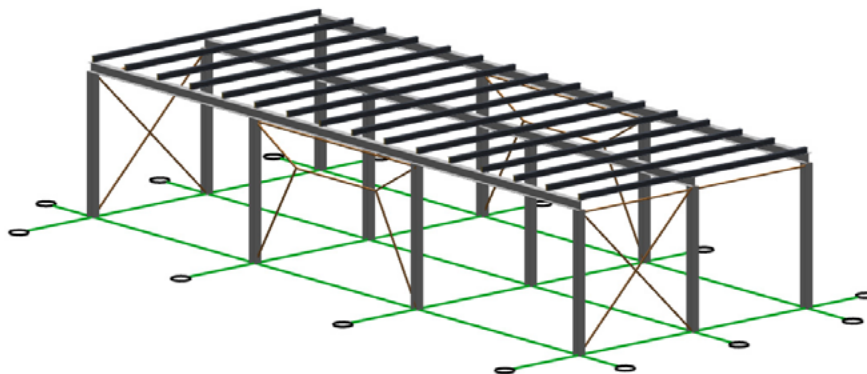


Рисунок 5.1.1 Модель проектируемого каркаса

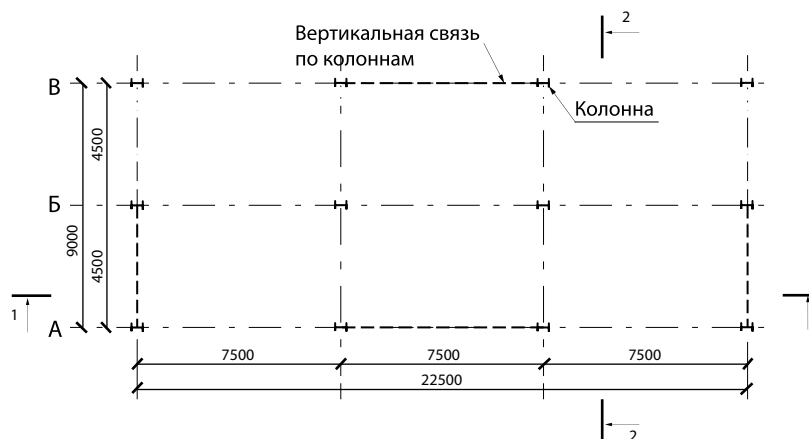


Рисунок 5.1.2 План размещения колонн и вертикальных связей в каркасе

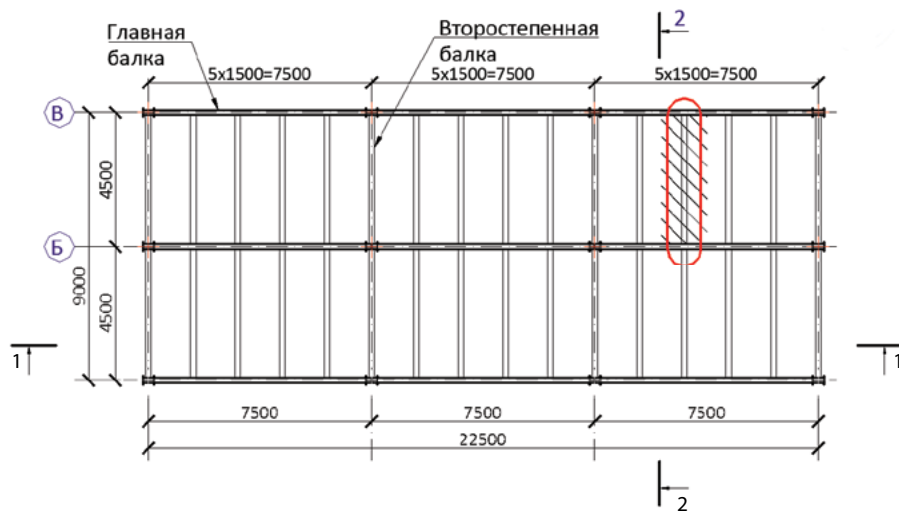


Рисунок 5.1.3 План расположения элементов перекрытия каркаса

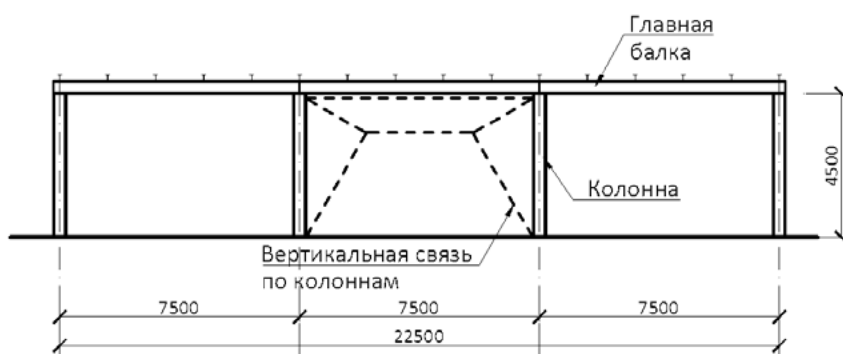


Рисунок 5.1.4 Разрез 1-1 по несущим конструкциям каркаса

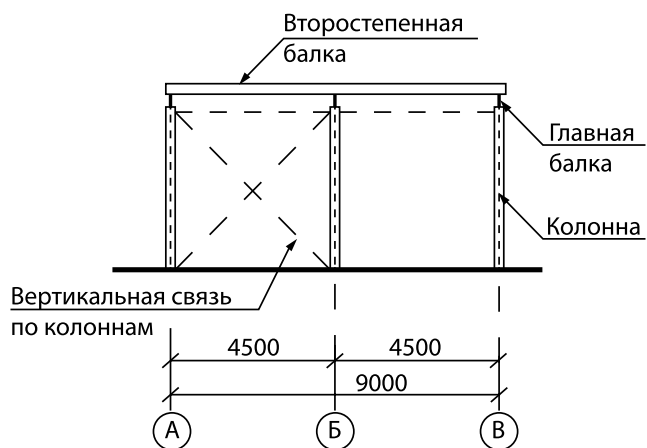


Рисунок 5.1.5 Разрез 2-2 по несущим конструкциям каркаса

Исходные данные для проектирования

Определим характеристические нагрузки воздействия на 1 м² балочной клетки.

1. Постоянные воздействия

Покрытие пола балочной клетки принято из рифленого листа, толщиной 5 мм по профилированному листу.

Расчет конструкции пола проводится отдельно и в данном примере не приведен.

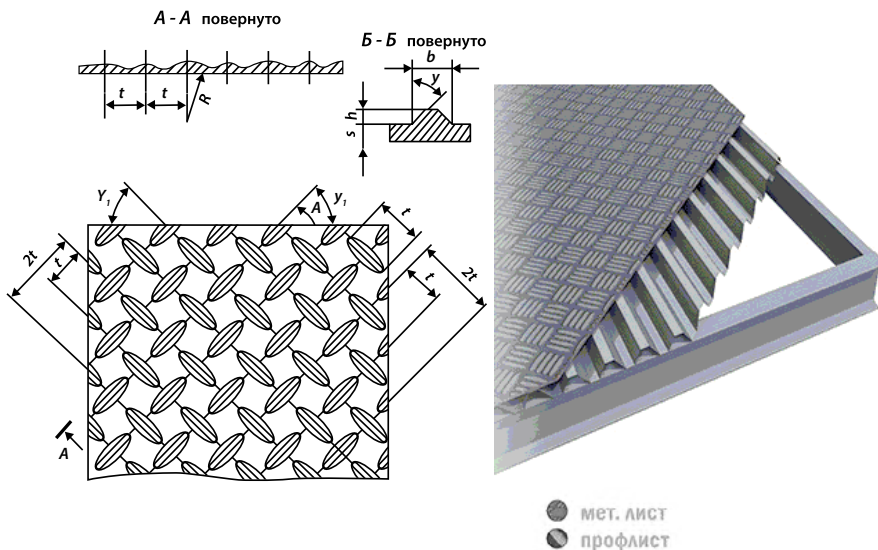


Рисунок 5.1.6 Элементы конструкции пола балочной клетки

Таблица 5.1.1 Толщина и масса 1 м² рифленого листа

Толщина основания листа S, мм	Ширина основания рифлей b, мм	Вес 1 м ² , Кг
чечевичное рифление		
3	4	24,2
4	4	32,2
5	5	40,5

Вес профилированного листа принимаем по таблицам ДСТУ Б В.2.6-9:2008, вес одного квадратного метра листа составляет 0,62 кН/м².

Таким образом, постоянная характеристическая нагрузка от собственного веса равна:

$$G_k = (40,5 \cdot 0,98 \cdot 10^{-2}) + 0,62 = 1,02 \text{ кН/м}^2$$

2. Переменные воздействия

Технологическая нагрузка на 1 м² балочной клетки согласно задания на проектирование от складирования материалов составляет 500 кг. Таким образом, характеристическая полезная нагрузка составляет:

$$Q_k = 500 \cdot 0,98 \cdot 10^{-2} = 4,9 \text{ кН/м}^2$$

5.1.2 Расчет второстепенной балки с шарнирным опиранием и раскрепленным верхним поясом

Рассмотрим в данном примере проверку сечения одной из типовых второстепенных балок, которые расположены в осях «2», «Б»-«В». Длина балок составляет L=4,5 м, а шаг – 1,5 м. Принято, что каждая балка закреплена шарнирно на обеих опорах, а ее верхний пояс полностью раскреплен из плоскости настилом.

5.1.2.1 Сбор нагрузок на балку

Постоянные нагрузки

Суммарные постоянные нагрузки от собственного веса конструкций покрытия на 1 м² приведены ниже в таблице:

Таблица 5.1.2 Суммарные постоянные нагрузки от собственного веса конструкций покрытия

Составляющие конструкции пола	Характеристическое значение нагрузки, $g_{k,j}$, кН/м ²
Покрытие площадки – рифленый лист (t = 5 мм)	0,40
Профлист (t = 8 мм)	0,62
Всего	$G_k=1,02$

Переменная полезная нагрузка

Переменная полезная нагрузка на балочную клетку, как было вычислено выше, составляет 4,9 кН/м². Таким образом, $Q_k=4,9$ кН/м².

5.1.2.2 Предельное состояние по несущей способности (расчет по первому предельному состоянию)

При проектировании конструктивных элементов без учета геотехнических воздействий частные коэффициенты надежности для первой группы предельных состояний принимаются согласно национальному приложению. Частный коэффициент надежности для постоянных воздействий равен:

$$\gamma_G = 1.35,$$

а частный коэффициент надежности для переменных воздействий –

$$\gamma_Q = 1.5;$$

$$\xi = 0.85.$$

Коэффициент сочетания воздействий для временной нагрузки (ψ) в рассматриваемом случае не применим, поскольку технологическая нагрузка является единственным переменным воздействием на перекрытие. Ветер и снег также не оказывают никакого воздействия на защищенную зданием балочную клетку.

При определении расчетного сочетания нагрузок выбираем менее благоприятный вариант:

– формула 6.10a:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$= 1,02 \cdot 1,35 + 4,9 \cdot 1,5 \cdot 1 = 8,727 \text{ кН/м}^2;$$

– формула 6.10b:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$= 0,85 \cdot 1,02 \cdot 1,35 + 4,9 \cdot 1,5 \cdot 1 = 8,52 \text{ кН/м}^2.$$

Таким образом, при определении расчетного сочетания нагрузок в рассматриваемом случае используем формулу 6.10a = 8,727 кН/м² > 8,52 кН/м².

Расчетная нагрузка на погонный метр каждой второстепенной балки с учетом их шага 1,5 м и весе самих второстепенных балок составляет:

$$F_d = 8,727 \cdot 1,5 + 0,1805 = 13,27 \text{ кН/м}$$

Определим максимальные расчетные изгибающий момент M_{Ed} и перерезывающую силу V_{Ed} . При шарнирном закреплении и равномерно распределенной нагрузке максимальный изгибающий расчетный момент $M_{y,Ed}$ относительно оси (y-y) возникает в середине пролета и равен:

ДСТУ-НБ
EN 1990
Таблицы НБ.2.3
НБ.2.4

ДСТУ-НБ
EN 1990
Формула 6.10a

ДСТУ-НБ
EN 1990
Формула 6.10b

$$M_{y,Ed} = \frac{F \cdot L}{8} = \frac{13,27 \cdot 4,5^2}{8} = 33,6 \text{ кНм.}$$

Максимальная расчетная поперечная сила V_{Ed} возникает на опоре:

$$V_{Ed} = \frac{F \cdot L}{2} = \frac{13,27 \cdot 4,5}{2} = 29,86 \text{ кНм.}$$

5.1.2.3 Проверка сечения балки

Для второстепенных балок примем сталь S235. При предварительной номинальной толщине элемента $t \leq 40$ мм предел текучести равен:

$$f_y = 235 \text{ Н/мм}^2.$$

Тогда момент сопротивления сечения относительно главной оси (y - y), необходимый при действующих нагрузках:

$$W_{pl,y} = \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{33,6 \cdot 10^3 \cdot 1,0}{235} = 142,98 \text{ см}^3,$$

где γ_{M0} – частный коэффициент надёжности, равный 1,0.

Согласно таблицам сортамента двутавров с уклоном полок ГОСТ 8239-89 подбираем балку – двутавр №18, у которого $W_{el,y} = 143,0 \text{ см}^3$.

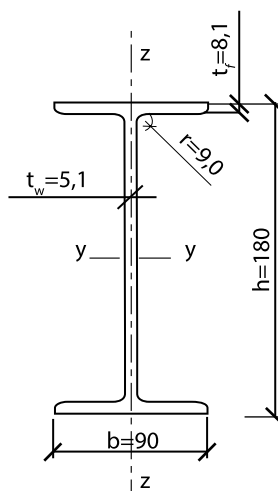


Рисунок 5.1.7 Поперечное сечение балки

Двутавровая горячекатаная балка №18 имеет следующие характеристики:

Высота поперечного сечения	$h = 180,0 \text{ мм};$
Высота стенки	$h_w = h - 2t_f = 163,8 \text{ мм};$
Ширина поперечного сечения	$b = 90 \text{ мм};$
Толщина стенки	$t_w = 5,1 \text{ мм};$
Толщина полки	$t_f = 8,1 \text{ мм};$
Радиус сопряжения полки со стенкой	$r = 9,0 \text{ мм};$
Площадь поперечного сечения	$A = 23,4 \text{ см}^2;$
Момент инерции относительно оси (y - y)	$I_y = 1290,0 \text{ см}^4;$
Момент инерции относительно оси (z - z)	$I_z = 82,6 \text{ см}^4;$
Радиус инерции сечения относительно оси z - z	$i_z = 1,88 \text{ см};$

Момент сопротивления сечения в упругой стадии
относительно оси (y-y)

$$W_{el,y} = 143,0 \text{ см}^3,$$

Модуль упругости .

$$E = 210000 \text{ Н/мм}^2$$

5.1.2.4 Классификация поперечного сечения

Для определения класса сечения необходимо найти коэффициент :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

Полка:

$$c = \frac{(b - t_w - 2r)}{2} = \frac{(90 - 5,1 - 2 \times 9)}{2} = 33,45 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{33,45}{8,1} = 4,13.$$

Предельное отношение ширины к толщине полки для 1-го класса сечений:

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon = 9 \times 1,0 = 9,0.$$

Проверим условие:

$$4,13 < 9,0.$$

Следовательно, в поперечном сечении балки полка относится к 1-му классу.

Стенка:

$$c = d = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 180 - 8,1 \cdot 2 - 9 \cdot 2 = 145,8 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{145,8}{5,1} = 28,6.$$

Предельное отношение ширины к толщине стенки для 1-го класса сечений:

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon = 72 \times 1,0 = 72,0.$$

Проверяем условие:

$$28,6 < 72,0.$$

Таким образом, при действии изгиба стенка относится 1-му классу.

Следовательно, все сечение балки при действии изгиба относится к 1-му классу.

5.1.2.5 Проверка несущей способности сечения балки на сдвиг

Проверка несущей способности на сдвиг заключается в проверке основного условия:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0,$$

где $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{MO}}$ – несущая способность на срез для 1-го класса поперечных сечений.

Для прокатного двутавра при сдвиге, параллельном стенке, его расчетная площадь в сечении будет равна:

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
6.2.6(3)

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f,$$

но не менее, чем $\eta h_w t_w$, где $\eta = 1.0$ (в счет запаса надежности).

Таким образом, $A_v = 23,4 \times 102 - (2 \times 90 \times 8,1) + (5,1 + 2 \times 9,0) \times 8,1 = 1069,11 \text{ мм}^2$;

$$\eta h_w t_w = 1.0 \times 163,8 \times 5,1 = 835,38 \text{ мм}^2;$$

$1069,11 \text{ мм}^2 > 835,38 \text{ мм}^2$, условие выполняется.

Для дальнейших расчетов принимаем $A_v = 1069,11 \text{ мм}^2$.

Тогда несущая способность поперечного сечения на сдвиг равна:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{1069,11 \times \left(235 / \sqrt{3}\right)}{1,0} \times 10^{-3} = 145,1 \text{ кН}.$$

Проверим основное условие:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{29,86}{145,1} = 0,21 < 1,0.$$

Таким образом, несущая способность поперечного сечения на сдвиг обеспечена.

5.1.2.6 Проверка местной потери устойчивости стенки

Местную устойчивость при действии поперечных сил в стенке, не подкрепленной ребрами жесткости, можно не проверять при соблюдении следующих условий.

Проверка потери устойчивости при сдвиге для стенки, не подкрепленной ребрами жесткости, не рассматривается при соблюдении условия:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{n};$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{163,8}{5,1} = 32,12;$$

$$72 \frac{\varepsilon}{n} = 72 \times \left(\frac{1,0}{1,0}\right) = 72;$$

$32,12 < 72$, условие выполняется.

Таким образом, местную потерю устойчивости стенки от поперечных усилий можно не проверять.

5.1.2.7 Проверка несущей способности на изгиб

Проверка несущей способности на изгиб заключается в проверке неравенства:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0.$$

Для поперечных сечений 1-го класса:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Если поперечная сила для прокатных элементов меньше половины от несущей способности $V_{pl,Rd}$ в точке максимального изгибающего момента, ее влиянием на общую несущую способность можно пренебречь.

Предварительно, для стальных прокатных двутавровых сечений, момент сопротивления сечения относительно оси (y-y) с учетом ограниченных пластических деформаций относительно оси:

$$W_{pl,y} = 1,12 W_{el,y} = 1,12 \cdot 143 = 160,16 \text{ см}^3.$$

Тогда несущая способность сечения на изгиб:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{160,16 \times 235}{1,0} \times 10^{-3} = 37,64 \text{ кНм}.$$

Проверяем основное условие:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{33,6}{37,64} = 0,89 < 1,0.$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения на изгиб обеспечена.

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.3.2.1(2)

5.1.2.8 Проверка потери устойчивости

Так как рассматриваемая балка имеет раскрепление сжатой полки по всей длине, что обеспечивается креплением настила, то нет необходимости в проверке потери устойчивости плоской формы изгиба.

5.1.2.9 Расчет по эксплуатационной пригодности (по второму предельному состоянию)

Для балок, как и других пролетных конструкций, основными определяющими критериями пригодности к нормальной эксплуатации являются прогибы.

Определение максимального вертикального перемещения

Критерий 1 (предельный прогиб по эстетико-психологическому и конструктивному критериям)

Из этих двух критериев наиболее жесткие требования выдвигаются из конструктивных соображений. Предельный прогиб должен составлять не более 1/300 пролета.

Суммарная нагрузка:

$$F = L \cdot (s \cdot (g_k + q_k) + q_{балки}) = 4,5 \cdot (1,5 \cdot (1,02 + 4,9) + 0,1805) = 40,77 \text{ кН}.$$

Прогиб от нагрузки:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{F \cdot L^3}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{40,77 \cdot 4500^3 \cdot 10^3}{210000 \cdot 12900000} = 17,86 \text{ мм}.$$

Предельный прогиб:

$$\delta_{\text{limit}} = 4500 / 175 = 25,7 \text{ мм} > 17,86 \text{ мм}.$$

Условие выполняется.

5.1.3 Расчет главной балки

Рассмотрим главную балку, расположенную по оси «Б» в осях «2»-«3». Принято, что балка шарнирно закреплена на колоннах. Верхний пояс балки раскреплен второстепенными балками, которые опираются с шагом

ДСТУ-НБ
EN 1990
Таблица НБ.2.6

1,5 м, но в запас прочности в данном примере главная балка рассматривается как не раскрепленная из плоскости. Таким образом, пролет главной балки составляет $L=7,5$ м, а шаг – 4,5 м.

5.1.3.1 Определение нагрузок на главную балку

Поскольку количество второстепенных балок, от которых нагрузка передается на главную балку, больше 5, то она условно может быть принята равномерно распределенной по площади. Из предыдущего примера приведенная расчетная нагрузка для расчета по первому предельному состоянию равна $8,727$ кН/м².

Ширина грузовой площади, с которой нагрузка приходит на главную балку через второстепенные:

$$(4,5\text{м}+4,5\text{м})/2= 4,5 \text{ м.}$$

Следовательно, линейно распределенная приведенная расчетная нагрузка составляет:

$$F_d = 8,727 \cdot 4,5 = 39,27 \text{ кН/м.}$$

К вычисленной нагрузке следует добавить собственный вес от второстепенных балок. Упрощенно, вес от второстепенных балок может быть рассмотрен как равномерно распределенная по всей длине главной балки нагрузка. На главную балку приходится вес от $10/2=5$ шт., приложенных с шагом 1,5 м, который мы заменяем эквивалентной распределенной нагрузкой. Таким образом, при номинальной линейной плотности балок из сортамента 0,1805 кН/м погонный, собственный вес от всех второстепенных балок равен $0,1805 \text{ кН/м} \cdot 4,5 \text{ м} \cdot ((10/2 \text{ шт.}) \div 7,5 \text{ м})=0,54 \text{ кН/м}$.

Также учтем примерный собственный вес главной балки, который предварительно принимаем на основе опыта проектирования как 2,5 % от действующей нагрузки: $39,27 \text{ кН/м} \cdot 0,025=0,98 \text{ кН/м}$.

Таким образом, значение суммарной расчетной нагрузки на главную балку:

$$F_d = 39,27 + (0,98 + 0,54) \cdot 1,35 = 41,33 \text{ кН/м.}$$

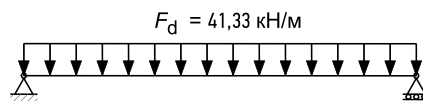


Рисунок 5.1.8 Расчетная схема загрузки главной балки

Максимальный изгибающий момент в главной балке при равномерно распределенной нагрузке находится в середине пролета:

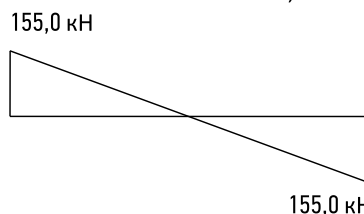
$$M_{y,Ed} = \frac{F_d L^2}{8} = \frac{41,33 \times 7,5^2}{8} = 290,6 \text{ кНм.}$$

Максимальная поперечная сила на опорах:

$$V_{Ed} = \frac{F_d L}{2} = \frac{41,33 \times 7,5}{2} = 155,0 \text{ кН.}$$



Форма эпюры изгибающих моментов в балке



Форма эпюры поперечных сил

5.1.3.2 Частные коэффициенты сопротивления

Частные коэффициенты надежности для расчетного сопротивления

$$\gamma_{M0} = 1,0;$$

$$\gamma_{M1} = 1,0.$$

5.1.3.3 Проверка сечения главной балки

В качестве конструкционного материала главной балки принимаем сталь S 235. При предварительной максимальной толщине сечения элемента $t \leq 40$ мм предел текучести для выбранной стали равен $f_y = 235$ Н/мм².

Необходимый момент сопротивления сечения относительно главной оси (y-y) в пластичной стадии:

$$W_{pl,y} = \frac{M_{y,Ed} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{290,6 \times 10^3 \times 1,0}{235} = 1236,6 \text{ см}^3.$$

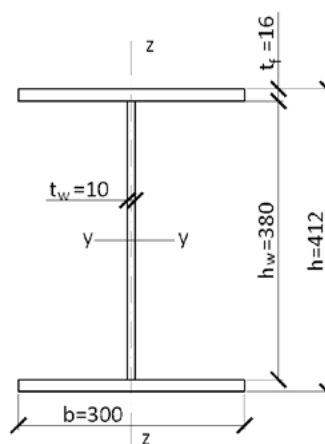


Рисунок 5.1.9 Схема поперечного сечения главной балки

Принимаем сварную балку, составленную из листов следующих размеров:

Высота поперечного сечения	$h = 412$ мм;
Ширина поперечного сечения	$b = 300$ мм;
Высота стенки	$h_w = 380$ мм;
Толщина стенки	$t_w = 10$ мм;
Толщина полки	$t_f = 16$ мм.

Таким образом, площадь поперечного сечения балки может быть вычислена как:

$$A = A_w + 2A_f = 38 \cdot 1 + 2 \cdot 30,0 \cdot 1,6 = 134 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения относительно оси, y-y:

$$I_y = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot b \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,0 \cdot 38^3}{12} + 2 \cdot 1,6 \cdot 30,0 \cdot \left(\frac{38}{2} + \frac{1,6}{2} \right)^2 = 42208,5 \text{ см}^4.$$

Определим момент сопротивления сечения балки относительно оси y-y:

$$W_{el,y} = \frac{I \cdot 2}{h} = \frac{42208,5 \cdot 2}{41,2} = 2049 \text{ см}^3.$$

Для стальных сварных двутавровых профилей момент сопротивления сечения с учетом коэффициента развития ограниченных пластических деформаций определяется по формуле:

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
Таблица 5.2

$$W_{pl,y} = b \cdot t_f \cdot (h - t_f) + 0,25 \cdot t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f)^2 = 30 \cdot 1,6 \cdot (41,2 - 1,6) + 0,25 \cdot 1,0 \cdot (41,2 - 2 \cdot 1,6)^2 = 2\,261,8 \text{ см}^3.$$

5.1.3.4 Классификация поперечного сечения

Для определения класса сечения находим коэффициент ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0.$$

Для полки

$$c = \frac{(b - t_w - 2 \cdot k_f)}{2} = \frac{(300 - 10 - 2 \cdot 6)}{2} = 139 \text{ мм},$$

где k_f – минимальное значение катета поясного сварного шва балки;

$$\frac{c}{t_f} = \frac{139}{16} = 8,69.$$

Предельное значение соотношения ширины к толщине полки для 1-го класса сечений:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \varepsilon = 9 \times 1,0 = 9,0.$$

Проверяем условие:

$$8,69 < 9,0.$$

Таким образом, в поперечном сечении балки полка относится к 1-му классу.

Для стенки

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot k_f = 412 - 2 \cdot 16 - 2 \cdot 6 = 368 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t} = \frac{368}{10} = 36,8.$$

Предельное значение соотношения ширины к толщине стенки для 1-го класса сечений равно:

$$\frac{c}{t} \leq 72 \varepsilon = 72 \times 1,0 = 72,0.$$

Проверяем условие:

$$36,8 < 72,0.$$

Таким образом, стенка главной балки при действии изгиба относится к 1-му классу сечений. Следовательно, все сечение главной балки при действии изгиба относится к 1-му классу.

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.2.6

5.1.3.5 Проверка несущей способности сечения балки на срез

Проверка несущей способности на срез заключается в выполнении основного условия при расчете:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0;$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{Mo}} \quad (\text{для 1-го класса поперечных сечений}),$$

где A_v – часть площади сечения, работающая на срез.

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.2.6(3)

Для сварного сечения при сдвиге, параллельном стенке балки, его площадь в сечении будет равна:

$$A_v = A - \sum (h_w t_w), \text{ но не менее, чем } \eta \sum h_w t_w, \text{ где } \eta = 1,0 \text{ в счет запаса надежности.}$$

Таким образом,

$$A_v = 134 \cdot 10^2 - (380 \cdot 10) = 9600 \text{ мм}^2;$$

$$\eta \sum h_w t_w = 1.0 \cdot 380 \cdot 10 = 3800 \text{ мм}^2;$$

$9600 \text{ мм}^2 > 3800 \text{ мм}^2$, условие выполняется. Следовательно, для дальнейших расчетов принимаем $A_v = 9600 \text{ мм}^2$.

Таким образом, несущая способность поперечного сечения балки на срез:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{9600 \times (235 / \sqrt{3})}{1.0} \times 10^{-3} = 1302,54 \text{ кН}.$$

Проверяем основное условие:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{155.0}{1302,54} = 0,12 < 1.0.$$

Таким образом, несущая способность поперечного сечения балки на сдвиг обеспечена.

5.1.3.6 Проверка местной потери устойчивости стенки

Отношение высоты стенки балки к ее толщине составляет:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{380}{10} = 38.$$

Предельное значение отношения: $72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \times \left(\frac{1.0}{1.0}\right) = 72$.

Тогда $\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 38 < 72$.

Условие выполняется, а значит, проверку местной потери устойчивости при сдвиге рассматривать нет необходимости.

5.1.3.7 Проверка несущей способности балки на изгиб

Несущая способность сварной главной балки на изгиб проверяется аналогично второстепенным балкам.

При моменте сопротивления сечения относительно оси (y-y) с учетом ограниченных пластических деформаций $W_{pl,y} = 2\,261,8 \text{ см}^3$, несущая способность элемента главной балки на изгиб равна:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = ((2\,261,8 \cdot 235) / 1.0) \cdot 10^{-3} = 531,5 \text{ кНм};$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{290,6}{531,5} = 0,55 < 1,0.$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения на изгиб обеспечена.

5.1.3.8 Проверка устойчивости балки по изгибно-крутильной форме

Так как рассматриваемая главная балка не имеет раскрепления сжатой полки, то есть необходимость в ее проверке на потерю балочной устойчивости по изгибно-крутильной форме (устойчивость плоской формы изгиба). При этом необходимо проверить соблюдение следующего условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0.$$

Определение понижающего коэффициента устойчивости при изгибно-крутильной форме

Для двутавровых прокатных или сварных профилей понижающий коэффициент при расчете потери устойчивости плоской формы :

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.2.5

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.3.2(2)

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.3.2.3

$$x_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \quad \text{но} \quad \begin{matrix} x_{LT} \leq 1,00 \\ x_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{matrix},$$

где,

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right].$$

Значение λ_{LT} определяем как:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} UV \bar{\lambda}_z \sqrt{\beta_w},$$

где:

$\frac{1}{\sqrt{C_1}}$ – член, зависящий от эпюры распределения изгибающих моментов. При параболической эпюре изгибающих моментов $\frac{1}{\sqrt{C_1}} = 0,94$;

U – характеристика сечения, которая в запас надежности может быть принята 0,9;

V – параметр, зависящий от гибкости элемента. Для симметрических профилей без нагрузок из плоскости можно принять $V = 1,0$;

β_w – параметр, который учитывает класс поперечного сечения, равный 1,0.

Гибкость $\bar{\lambda}_z = \frac{kL}{i_z}$, где k – коэффициент расчетной длины, который при раскреплении балки из плоскости только в опорных сечениях, можно принять $k=1,0$.

Момент инерции сечения относительно оси z-z будет равен:

$$I_z = \frac{(h-2 \cdot t_f) \cdot t_w^3 + 2 \cdot t_f \cdot b^3}{12} = \frac{(41,2 - 2 \cdot 1,6) \cdot 1^3 + 2 \cdot 1,6 \cdot 30^3}{12} = 7203,2 \text{ см}^4.$$

Соответственно радиус инерции сечения:

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{7203,2}{134}} = 7,33 \text{ см.}$$

Следовательно,

$$\lambda_z = \frac{k \cdot L}{i_z} = \frac{1,0 \cdot 7500}{73,3} = 102.$$

Тогда

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,3;$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 102 / 93,3 = 1,1;$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} UV \bar{\lambda}_z \sqrt{\beta_w} = 0,94 \cdot 0,9 \cdot 1,1 \cdot \sqrt{1,0} = 0,93.$$

Минимальное значение $\beta = 0,75$.

Для сварных сечений с соотношением

$$\frac{h}{b} = \frac{412}{300} = 1,37$$

используем кривую потери устойчивости «с», для которой коэффициент, учитывающий начальные несовершенства, $\alpha_{LT} = 0,49$.

Таким образом, значение Φ_{LT} :

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.49 \cdot (0.93 - 0.2) + 0.93^2] = 1.11.$$

Понижающий коэффициент устойчивости для изгибно-крутильной формы:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.11 + \sqrt{1.11^2 - 0.75 \cdot 0.93^2}} = 0.56;$$

Проверим условие:

$$\chi_{LT} = 0.56 < 1.00$$

Несущая способность элемента не раскрепленной из плоскости балки по устойчивости плоской формы изгиба будет:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = 0.984 \cdot \frac{2261.8 \cdot 235}{1.0} \cdot 10^{-3} = 523 \text{ кНм.}$$

Проверяем условие:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} < 1.0;$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{290.6}{523} = 0.56 < 1.0.$$

Условие выполняется.

5.1.3.9 Определение предельного состояния эксплуатационной пригодности (расчет главной балки по второму предельному состоянию)

Критерий 1 (предельный прогиб по эстетико-психологическому и конструктивному критериям)

Из этих двух критериев наиболее жесткие требования выдвигаются из конструктивных соображений. Предельный прогиб должен составлять не более 1/300 пролета.

Суммарная нагрузка:

$$F = L \cdot (s \cdot (g_k + q_k) + q_{\text{балки}} + q_{\text{второст.балок}}) = \\ = 7.5 \text{ м} \cdot (4.5 \text{ м} \cdot (1.02 \text{ кН/м}^2 + 4.9 \text{ кН/м}^2) + 0.54 \text{ кН/м} + 0.98 \text{ кН/м}) \times 10^{-6} = 211.2 \text{ кН.}$$

Прогиб от нагрузки:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{F \cdot L^3}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{211.2 \cdot 7500^3 \cdot 10^3}{210000 \cdot 378182400} = 14.61 \text{ мм.}$$

Предельный прогиб:

$$\delta_{\text{limit}} = 7500 / 212.5 = 35.3 \text{ мм} > 14.61 \text{ мм.}$$

Условие выполняется.

5.1.4 Расчет колонны

Рассмотрим центрально сжатую колонну, находящуюся на пересечении осей «Б» и «2». Высота колонны принята 4,65 м, верхняя отметка колонны +4,5 м и заглубление базы колонны ниже отметки пола -0,15 м.

Упрощенно положено, что оба конца колонны закреплены шарнирно. Сечение колонны принимаем двутавровым составным из листовой стали S235.

5.1.4.1 Сбор нагрузок на колонну

Грузовая площадь для колонны имеет размеры 4,5х7,5 м.

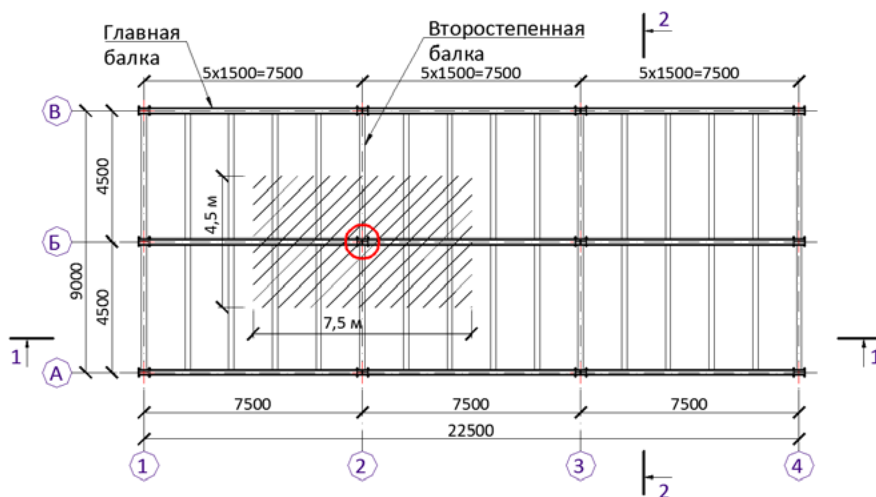
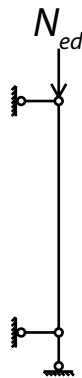


Рисунок 5.1.10 К определению нагрузок на колонны

Таким образом, расчетная нагрузка на колонну от покрытия составит:

$$N = 8,727 \cdot 4,5 \cdot 7,5 = 294,54 \text{ кН.}$$



К данной нагрузке добавляется нагрузка от собственного веса главных и второстепенных балок. Вес второстепенной балки, как было установлено выше, составляет 0,81225 кН. Вес главной балки = $A \cdot L \cdot \rho = 132,8 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 \cdot 7,5 \text{ м} \cdot 7850 \text{ кг/м}^3 = 781,86 \text{ кг} = 7,67 \text{ кН}$.

Таким образом, $N_{ed} = 294,54 + (10 \cdot 0,81225 + 2 + 2 \cdot 7,67 / 2) \cdot 1,35 = 307,7 \text{ кН}$.

Частные коэффициенты надежности для рассматриваемого случая:

$$\gamma_{MO} = 1,0;$$

$$\gamma_{M1} = 1,0.$$

5.1.4.3 Проверка сечения колонны

Колонна принята выполненной из стали S235. При предварительной максимальной толщине элемента сечения колонны $t \leq 40$ мм предел текучести равен $f_y = 235$ Н/мм².

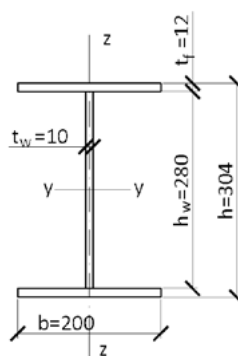


Рисунок 5.1.11 Схема поперечного сечения колонны

Предварительно принимаем колонну следующего сечения:

Высота поперечного сечения	$h = 304$ мм;
Ширина поперечного сечения	$b = 200$ мм;
Высота стенки	$h_w = 280$ мм;
Толщина стенки	$t_w = 10$ мм;
Толщина полки	$t_f = 12$ мм.

Таким образом, площадь поперечного сечения колонны составляет:

$$A = A_w + 2A_f = 28 \cdot 1 + 2 \cdot 200 \cdot 1,2 = 76 \text{ см}^2.$$

Определим момент инерции относительно оси y-y:

$$I_y = \frac{b h^3 - (b - t_w) \cdot (h - 2 t_f)^3}{12} = \frac{20 \cdot 30,4^3 - (20 - 1) \cdot (30,4 - 2 \cdot 1,2)^3}{12} = 12066,8 \text{ см}^4.$$

Момент инерции относительно оси z-z:

$$I_z = \frac{(h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3 + 2 \cdot t_f \cdot b^3}{12} = \frac{(30,4 - 2 \cdot 1,2) \cdot 1^3 + 2 \cdot 1,2 \cdot 20^3}{12} = 1602,3 \text{ см}^4.$$

Радиусы инерции относительно осей y-y и z-z будут соответственно равны:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{12066,8}{76}} = 12,6 \text{ см};$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1602,3}{76}} = 4,6 \text{ см}.$$

5.1.4.4 Классификация поперечного сечения колонны

Для определения класса сечения необходимо, прежде всего, найти коэффициент:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0.$$

Для полки

$$c = \frac{(b - t_w - 2 k_f)}{2} = \frac{(200 - 10 - 2 \times 6)}{2} = 89 \text{ мм},$$

где k_f – минимальное значение катета сварного шва колонны;

$$\frac{c}{t_f} = \frac{89}{12} = 7,42.$$

Предельное отношение ширины к толщине полки для 1-го класса сечений:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \varepsilon = 9 \times 1,0 = 9,0.$$

Проверяем условие:

$$7,42 < 9,0.$$

Условие выполняется, следовательно, полка поперечного сечения колонны относится к 1-му классу.

Для стенки

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot k_f = 304 - 2 \cdot 12 - 2 \cdot 6 = 268 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t} = \frac{268}{10} = 26,8.$$

Предельное значение отношения ширины к толщине стенки для 1-го класса сечений:

$$\frac{c}{t} \leq 33 \varepsilon = 33 \cdot 1,0 = 33;$$

Проверяем условие:

$$26,8 < 33,0.$$

Условие выполняется, таким образом, стенка колонны при сжимающих усилиях относится 1-му классу.

Таким образом, все сечение колонны относится к **1-му классу**.

5.1.4.5 Определение расчетных длин колонны

В данном расчете принято, что колонна имеет шарнирное закрепление на концах. Тогда расчетная длина при проверке устойчивости относительно оси $y-y$: $L_{cr,y} = 4,65$ м; и расчетная длина при проверке относительно оси $z-z$: $L_{cr,z} = 4,65$ м.

5.1.4.6 Проверка прочности поперечного сечения колонны

Прочность центрально-сжатого элемента считается обеспеченной при выполнении условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0.$$

Расчетное значение несущей способности $N_{c,Rd}$ поперечного сечения 1 класса определяется как:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{76 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0} = 1786 \text{ кН}.$$

Проверка прочности определяется условием:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{307,7}{1786} = 0,17 < 1,0.$$

Условие выполняется, следовательно, несущая способность поперечного сечения по прочности обеспечена.

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.3.1

5.1.4.7 Проверка несущей способности колонны по устойчивости

Общая устойчивость колонны при центральном сжатии определяется выполнением следующего условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0, \text{ где } N_{b,Rd} = \chi \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}.$$

Определение понижающего коэффициента устойчивости

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.3.1.2

Понижающий коэффициент устойчивости относительно различных осей сечения определяется как:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}}}, \text{ но } \chi_y \leq 1,00 ;$$
$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}}}, \text{ но } \chi_z \leq 1,00 .$$

В приведенных выше формулах:

$$\Phi_y = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^{-2} \right];$$
$$\Phi_z = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right].$$

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.3.1.3

Для поперечных сечений 1 класса:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1},$$

где:

L_{cr} – расчетная длина элемента в рассматриваемой плоскости;

i – радиус инерции сечения относительно соответствующей оси;

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$$

Условные гибкости элемента:

$$\lambda_y = \frac{L_{y,cr}}{i_y \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{465}{12,6 \cdot 93,9 \cdot 1} = 0,4;$$

$$\lambda_z = \frac{L_{z,cr}}{i_z \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{465}{4,6 \cdot 93,9 \cdot 1} = 1,07.$$

Выбор кривых потери устойчивости

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
Таблица 6.2

Для сварных двутавровых профилей при максимальных толщинах элементов сечения $t_f \leq 40$ мм и расчете относительно главной оси у-у характерной является кривая устойчивости «b». Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для такой кривой $\alpha_y = 0,34$.

При расчете из плоскости относительно оси z-z для рассматриваемого сечения будет характерна кривая устойчивости «c» и коэффициент $\alpha_z = 0,49$.

Таким образом,

$$\Phi_y = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^{-2} \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 (0,4 - 0,2) + 0,4^{-2} \right] = 0,614;$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 (1,07 - 0,2) + 1,07^{-2} \right] = 1,286;$$

Минимальный понижающий коэффициент устойчивости $\chi_{min} = 0.404$;

Следовательно, расчетное значение несущей способности по устойчивости элемента равно:

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = 0,404 \cdot \frac{76 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0} = 721,5 \text{ кН.}$$

Проверка устойчивости при продольном изгибе:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{307,7}{721,5} = 0,43 < 1,0.$$

Следовательно, несущая способность по устойчивости при продольном изгибе обеспечена.

Как видно из расчета, заданное сечение колонны принято с достаточно большим запасом прочности и устойчивости. В реальном проектировании параметры сечений подбирают таким образом, чтобы достигнуть максимальной экономичности решений.

5.2 Расчет однопролетной рамы (расчет фермы, расчет внецентренно сжатой колонны)

5.2.1 Конструктивная схема и действующие нагрузки

В данном примере рассматривается стальной каркас бескранового однопролетного здания складского назначения. Покрытие в здании по фермам из парных уголков, а колонны принято из прокатного двутаврового сечения.

Место строительства – г. Киев. Местность обычная, условия эксплуатации здания нормальные, чрезвычайные нагрузки отсутствуют. Ветровая местность категории IIВ. Проектный срок эксплуатации здания – 50 лет.

Принятый класс последствий здания СС2. Коэффициент KFI = 1.0 для класса надежности RC2, что соответствует классу последствий СС2. Сталь элементов С275 с расчетным сопротивлением $f_y = 270$ МПа; модуль Юнга для стали $E = 210000$ МПа.

5.2.1.1 Геометрическая схема каркаса

Геометрическая схема каркаса принята с шагом рамных поперечников 6 м при общей длине здания 90 м.

В данном расчетном примере рассматривается только средняя рама здания, раскрепленная из плоскости и без воздействия усилий, действующих на торец здания. Принято, что здание имеет плоскую крышу без сплошной парапетной части. Ферма принята раскрепленной из плоскости в каждом узле. Раскрепление колонн см. рис. 5.2.3.

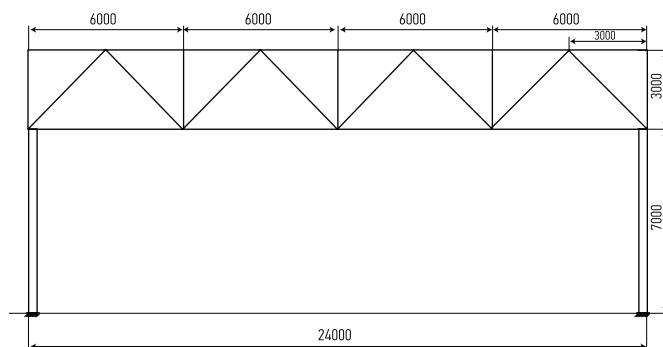


Рисунок 5.2.1 Геометрическая схема рамного поперечника здания

5.2.1.2 Определение нагрузок на каркас

Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки от собственного веса конструкций покрытия на 1 м² приняты согласно архитектурному проекту здания и приведены ниже в Таблице 5.2.1.

Таблица 5.2.1.1 Постоянные нагрузки от собственного веса конструкций покрытия

Элементы кровли	Характеристическое значение нагрузки g_k , кН/м ²
Гидроизоляция	0,16
Утеплитель – минвата SUPERROCK (t = 200 мм, c = 200 кг/м ³)	0,4
Пароизоляционная пленка	0,05
Стальной профилированный настил Н60-845-0, 7	0,09
Металлоконструкции шатра покрытия (фермы, связи)	0,44
Полезные постоянные нагрузки (освещение, вентиляция)	0,20
Всего	$G_k=1.34$

Переменные полезные нагрузки

Переменные полезные нагрузки на кровлю принимаются согласно действующим нормам от 1,0 до 1,5 кН/м². Принимаем $Q_k = 1,05$ кН/м², что учитывает как вероятное пре-бывание обслуживающего персонала на кровле, так и временное размещение вспомога-тельных элементов по верху и по низу шатра кровли.

Переменные снеговые нагрузки

Снеговые нагрузки для постоянных и переходных расчетных ситуаций определяются по формуле:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k,$$

s_k – характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт, для г. Киева $s_k = 1,55$ кН / м²;

C_e – коэффициент окружающей среды. Обычно принимается $C_e = 1,0$, если иное не определено для конкретных топографических условий. В нашем случае для обычной местности примем $C_e = 1,0$;

C_t – температурный коэффициент, который следует использовать в расчетах для снижения снеговых нагрузок на покрытие с высоким коэффициентом теплопроводности (> 1 Вт/м²К). Особенно это актуально для некоторых стеклянных покрытий, в которых вследствие теплоотдачи происходит таяние снега. Во всех остальных случаях $C_t = 1,0$. В рассматриваемом случае принимаем $C_t = 1,0$;

μ_i – коэффициент формы снеговой нагрузки. Для плоской кровли $\mu_i = 0,8$.

Таким образом, значение снеговой нагрузки на кровлю составляет:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,55 = 1,24 \text{ кН / м}^2.$$

Переменные ветровые нагрузки

Базовая скорость ветра, которая определяется как функция направления ветра и времени года на высоте 10 м для местности категории II рассчитывается по формуле:

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0},$$

где:

$V_{b,0}$ – основное значение базовой скорости ветра, равное

$$V_{b,0} = V_{b,map} \cdot C_{alt};$$

$V_{b,map} = 25$ м/с, скорость ветра, определенная для местности (г.Киев) на высоте 10 м;

$C_{alt} = 1,0$ – коэффициент высоты, который принимается равным единице при расположении проектируемого строения на высоте над уровнем моря 500 м и ниже;

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
Таблица 6.10

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
5.3
Приложение В

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-4
Рисунок НБ.1

c_{dir} – коэффициент направления, имеющий рекомендуемое значение 1,0 при отсутствии информации относительно преимущественного направления ветра. В нашем случае принимаем $c_{dir} = 1,0$;

c_{season} – сезонный коэффициент, который необходимо использовать для временных конструкций и всех конструкций на стадии возведения. Имеет рекомендуемое значение 1,0. В рассматриваемом случае принимаем $c_{season} = 1,0$.

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ м/с.}$$

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ на высоте z над местностью зависит от неровности местности, рельефа и базовой скорости ветра v_b и определяется по формуле:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b,$$

где:

$c_o(z)$ – коэффициент рельефа, который применяется, если рельеф (например, холмы, скалы и т.д.) увеличивает скорость ветра более, чем на 5%. В других случаях, в частности, для рассматриваемого здания, коэффициент рельефа $c_o(z) = 1,0$;

$c_r(z)$ – коэффициент неровности местности, учитывающий изменчивость средней скорости ветра в месте расположения конструкции соответственно высоте над уровнем земли и неровности местности с подветренной стороны конструкции для рассматриваемого направления ветра.

Коэффициент неровности местности определяется логарифмическим законом изменения профиля скорости по высоте:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{для } z_{min} \leq z \leq z_{max};$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{для } z \leq z_{min},$$

где:

z_0 – длина неровности;

k_r – коэффициент местности, который зависит от параметра шероховатости z_0 и определяется по формуле:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07},$$

$z_{0,II} = 0,05$ м (для класса местности II);

z_{min} – минимальная высота, равная 2 м;

$z_{max} = 200$ м.

Таким образом,

$$k_r = 0,19 \cdot (0,05 / 2) \cdot 0,07 = 0,147.$$

Укрупненно, для высоты $z = 10$ м, что соответствует высоте рассматриваемого здания, мы имеем:

$$c_r(z) = 0,147 \cdot \ln(10/0,05) = 0,78.$$

Таким образом,

$$v_m(z) = 0,78 \cdot 1,0 \cdot 25 = 19,5 \text{ м/с.}$$

Интенсивность турбулентности $I_v(z)$ на высоте z определяется как стандартное отклонение турбулентности, деленное на среднюю скорость ветра:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)}$$

k_I – коэффициент турбулентности, который имеет рекомендуемое значение $k_I = 1,0$.

Таким образом,

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-4
Формула 4.4

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-4
Таблица 4.1

$$I_v(z) = 1.0 / (1.0 \cdot \ln(10/0,05)) = 0,19.$$

Максимальный скоростной напор $q_p(z)$ на высоте z , который включает в себя средние и кратковременные отклонения скорости, определяется по формуле:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b,$$

ρ – плотность воздуха, которая зависит от высоты, температуры и барометрического давления, при ожидаемом в регионе ураганном ветре, и равна $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$.

С учетом значений, полученных выше, имеем:

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot 0,19) \cdot (1,25/2) \cdot 19,52 = 553,7 \text{ Па}.$$

Ветровое давление w_e , действующее на наружные поверхности, определяется по формуле:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe},$$

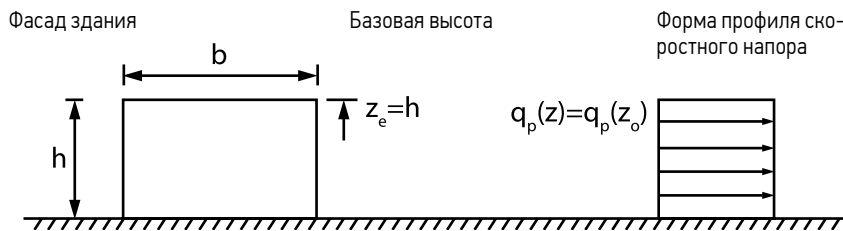
$q_p(z_e)$ – максимальный скоростной напор, определенный выше;

c_{pe} – коэффициент внешнего давления для зданий и их частей, зависящий от размера загруженной площади A , которая является площадью конструкции, передающей нагрузку на рассчитываемый элемент:

$$C_{pe} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \log_{10} A.$$

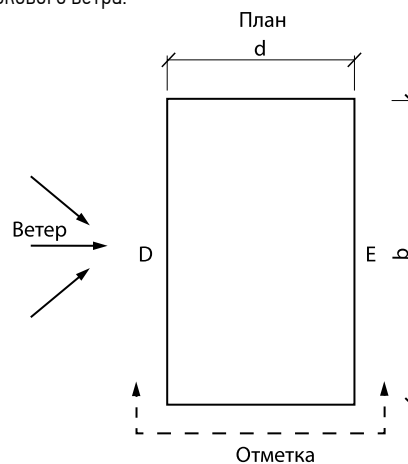
Поскольку шаг между поперечниками здания 6 м , площадь конструкции, передающей нагрузку на рассчитываемый элемент, будет равна $A = 6 \cdot 10 = 60 \text{ м}^2$;

z_e – базовая высота для внешнего давления, которая для стен прямоугольных в плане зданий зависит от отношения сторон h/b и всегда верхним значением высоты различных частей стен. Здания с высотой h , меньшей, чем b , могут считаться одной частью.



Для постройки рассматриваемого здания $z_e = 10 \text{ м}$.

Рассмотрим схемы действия бокового ветра:





Согласно представленной схеме, $e = \min(b; 2h) = \min(90, 20) = 20 < d = 24$ м.

Исходя из этого, схема действия ветра на торец здания будет выглядеть следующим образом:

Таблица 5.2.1.2

Зона	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.7	-0.7
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.5	-0.5
$\leq 0,25$	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5	-0.5	+0.7	+1.0	-0.3	-0.3

В данном примере рассчитывается только один поперечник, следовательно, нас интересуют стороны D и E. Соотношение $h/d = 10/24 = 0,42$.

Таким образом:

- для наветренной стороны D: $C_{pe10} = 0,75$, $C_{pe1} = 1$;
- для заветренной стороны E: $C_{pe10} = C_{pe1} = -0,4$.

Тогда:

- для наветренной стороны D: $C_{pe} = 1,0 - (1 - 0,75) \cdot \log_{10} 60 = 0,56$;
- для заветренной стороны E: $C_{pe} = -0,4 - (-0,4 + 0,4) \cdot \log_{10} 60 = -0,4$.

Давление w_e , действующее на наружные поверхности, будет составлять:

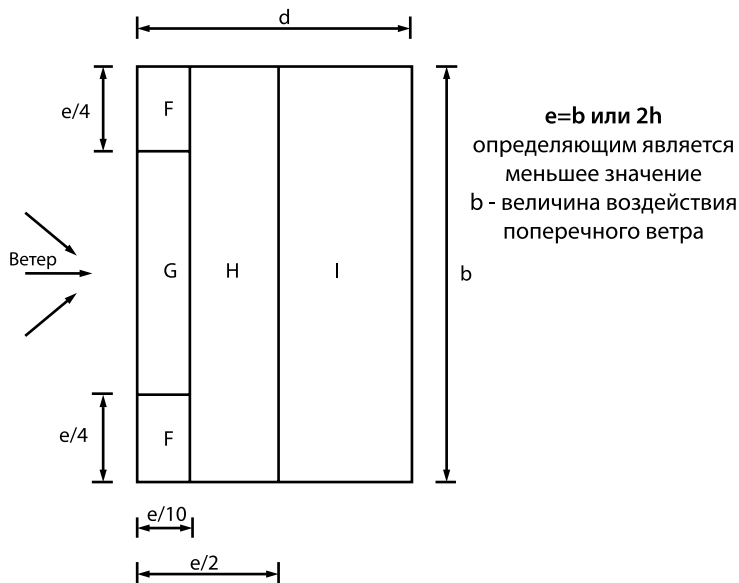
- для наветренной стороны D: $w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 553,7 \cdot 0,56 = 310,1$ Па;
- для заветренной стороны E: $w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 553,7 \cdot (-0,4) = -221,5$ Па.

Таблица 5.2.1.3 Нагрузка от ветра на плоскую кровлю

Тип покрытия	Зона							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Заостренные кромки	-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	+0.2	
							-0.2	

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-4
Таблица 7.1

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-4
Таблица 7.2



Учитывая, что мы рассчитываем поперечник в середине здания, нас интересуют зоны G, H, I. Тогда:

- для наветренной стороны G: $C_{pe} = -2 - (-2 + 1.2) \cdot \log_{10} 60 = -0.58$;
- для заветренной стороны H: $C_{pe} = -1.2 - (-1.2 + 0.7) \cdot \log_{10} 60 = -0.31$;
- для заветренной стороны I: $C_{pe} = +0.2$.

Ветровое давление w_e , действующее на наружные поверхности, будет составлять:

- для наветренной стороны G: $w_{e(G)} = q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 553,7 \cdot (-0.58) = -321,1$ Па;
- для заветренной стороны H: $w_{e(H)} = q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 553,7 \cdot (-0,31) = -171,6$ Па;
- для заветренной стороны I: $w_{e(I)} = q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 553,7 \cdot 0.2 = 110,7$ Па.

Так как здание принято закрытым ограждающими конструкциями по периметру, то внутреннего давления от ветра в нем не возникает.

Поскольку $w_{e(I)} = 0,1107$ кН/м² < $G_k = 1,34$ кН/м², то в дальнейшем расчете рассматриваем только боковое давление ветра.

5.2.2 Расчет фермы

Согласно проекту, ферма имеет пролет 24 м, параллельные пояса высотой в осях 3 м, раскосную решетку с дополнительными стойками и сечения элементов из парных равнополочных уголков. Принято также, что ферма раскреплена из плоскости по верхнему и нижнему поясах в узлах системой горизонтальных и вертикальных связей с шагом 6 м. Поскольку ферма в каркасе рассматриваемого здания является балочной и работает по разрезной шарнирной схеме, она может быть рассмотрена отдельно от колонн здания.

Суммарные предельные нагрузки от собственного веса, полезной нагрузки и снега на ферму покрытия при расчете по первому предельному состоянию для складских помещений будут составлять:

$$q_d = G_k \cdot 1,35 + Q_k \cdot 1,5 + S \cdot 1,5 = 1,34 \cdot 1,35 + 1,05 \cdot 1,5 + 1,24 \cdot 1,5 = 5,25 \text{ кН/м}^2.$$

Таким образом, сосредоточенное усилие на каждый узел фермы будет составлять:

$$F_d = 5,25 \cdot 3 \cdot 6 = 94,5 \text{ кН}.$$

5.2.2.1 Определение усилий в элементах балочной фермы

Усилия в элементах фермы, полученные в результате статического анализа с помощью программного обеспечения на основе метода конечных элементов.

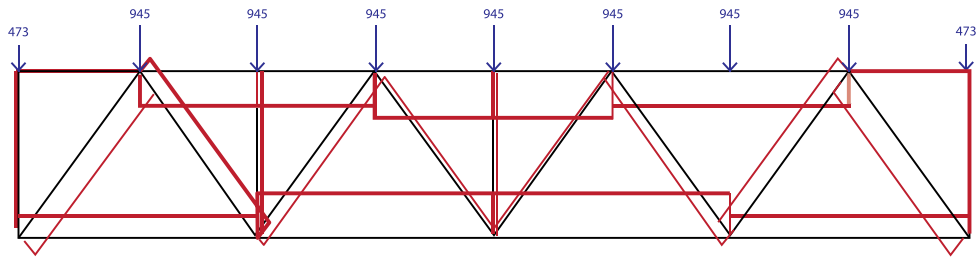


Рисунок 5.2.2 Расчетная схема и эпюры продольных усилий N в ферме

5.2.2.2 Подбор сечения верхнего пояса

$N_{Ed} = -720$ кН – расчетное усилие в стержне верхнего пояса;

$t_{\phi} = 14$ мм – толщина фасонки;

$l_{ef,x} = 300$ см – расчетная длина в плоскости фермы;

$l_{ef,y} = 600$ см – расчетная длина вне плоскости фермы.

Найдем площадь одного уголка:

$$A = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot f_y} = \frac{720}{2 \cdot 27} = 13,3 \text{ см}^2.$$

Примем по сортаменту ГОСТ 8509-93 равнополочные горячекатаные уголки L90*8 ($A = 13,93$ см², $I_x = 212,12$ см⁴, $I_y = 499$ см⁴).

Определим расчетную длину элемента относительно каждой из осей:

$$L_{cr,x} = \mu^* l_{ef,x} = 300 \text{ см};$$

$$L_{cr,y} = \mu^* l_{ef,y} = 600 \text{ см}.$$

Определим критическую силу по формуле Эйлера:

$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = 488,23$ кН < $N_{Ed} = 720$ кН – условие не выполняется, требуется увеличить сечение. Для удовлетворения последнего неравенства найдем соответствующий момент инерции I_x :

$$I_x = \frac{N_{Ed} \cdot L_{cr,x}^2}{\pi^2 \cdot E} = \frac{720 \cdot 10^2 \cdot 300^2}{\pi^2 \cdot 210000} = 312,96 \text{ см}^4.$$

Принимаем по сортаменту ГОСТ 8509-93 в соответствии с I_x равнополочные горячекатаные уголки L100*10 ($A = 19,24$ см², $I_x = 357,9$ см⁴, $I_y = 837$ см⁴). Пересчитаем критическую силу по формуле Эйлера:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 357,9 \cdot 10^{-2}}{300^2} = 823,38 \text{ кН} > N_{Ed} = 720 \text{ кН}$$

– условие выполняется;

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 837 \cdot 10^{-2}}{600^2} = 481,4 \text{ кН} < N_{Ed} = 720 \text{ кН}$$

– условие не выполняется. Необходимый момент инерции относительно оси y-y:

$$I_y = \frac{N_{Ed} L_{cr,y}^2}{\pi^2 E} = \frac{720 \cdot 10^2 \cdot 600^2}{\pi^2 \cdot 2100000} = 1251,86 \text{ см}^4$$

Принимаем по сортаменту ГОСТ 8509-93 в соответствии с I_y равнополочные горячекатаные уголки L100*16 ($A = 29,68 \text{ см}^2$, $I_x = 527,64 \text{ см}^4$, $I_y = 1367 \text{ см}^4$). Значение I_y для этого было дополнительно рассчитано для всех спаренных уголков сортамента при зазоре между уголками, соответствующему толщине узловых фасонек $t_\phi = 14 \text{ мм}$. Проверим условие устойчивости:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \cdot 527,64 \cdot 10^{-2}}{300^2} = 823,38 \text{ кН} > N_{Ed} = 720 \text{ кН}$$

– условие выполняется;

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \cdot 1367 \cdot 10^{-2}}{600^2} = 786,22 \text{ кН} > N_{Ed} = 720 \text{ кН}$$

– условие выполняется.

Найдем понижающий коэффициент χ

Уголки согласно Еврокоду 3 склонны к потере устойчивости по кривой устойчивости «b». Для такой кривой устойчивости коэффициент начальных несовершенств при продольном изгибе $\alpha = 0,34$.

Условная гибкость сечения:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{2Af_y}{N_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 29,68 \cdot 27}{823,38}} = 1,39;$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{2Af_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 29,68 \cdot 27}{786,22}} = 1,42.$$

Таким образом:

$$\Phi_x = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (1,39 - 0,2) + 1,39^2] = 1,668;$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (1,42 - 0,2) + 1,42^2] = 1,716.$$

Понижающий коэффициент χ :

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{1,668 + \sqrt{1,668^2 - 1,39^2}} = 0,39;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,716 + \sqrt{1,716^2 - 1,42^2}} = 0,37.$$

Берем из двух величин меньше значение $\chi_y = 0,37$.

Проверим устойчивость элемента при $\gamma_{M1} = 1,1$:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y 2A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,37 \cdot 2 \cdot 29,68 \cdot 27}{1} = 593,01 \text{ кН};$$

$N_{b,Rd} = 593,01 \text{ кН} < N_{Ed} = 720 \text{ кН}$ – условие не выполняется.

Таким образом, с помощью метода последовательного подбора найдем нужное сечение из уголков, которое будет иметь обеспеченную несущую способность по устойчивости.

- 1) Возьмем по сортаменту ГОСТ 8509-93 соответственно равнополочные горячекатаные уголки L125*12 ($A = 28,89 \text{ см}^2$, $I_x = 844,46 \text{ см}^4$, $I_y = 1878 \text{ см}^4$).
- 2) Определим условную гибкость $\bar{\lambda}$:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 844,46 \cdot 10^{-2}}{300^2} = 1942,74 \text{ кН} > N_{Ed} = 720 \text{ кН}$$

– условие выполняется;

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 1878 \cdot 10^{-2}}{600^2} = 1080,12 \text{ кН} > N_{Ed} = 720 \text{ кН}$$

– условие выполняется.

Новые значения условной гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{2Af_y}{N_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 28,89 \cdot 27}{1942,74}} = 0,845;$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{2Af_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 28,89 \cdot 27}{1080,12}} = 1,133.$$

3) Определим понижающий коэффициент χ для кривой потери устойчивости «b» при коэффициенте несовершенства $\alpha=0,34$:

$$\Phi_x = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (\lambda_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (0,845 - 0,2) + 0,845^2] = 0,961;$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (\lambda_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (1,133 - 0,2) + 1,133^2] = 1,312.$$

Таким образом, понижающий коэффициент χ будет равен:

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{0,961 + \sqrt{0,961^2 - 0,845^2}} = 0,696;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,312 + \sqrt{1,312^2 - 1,133^2}} = 0,516.$$

4) Проверим устойчивость элемента при $\gamma_{M1}=1,1$:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y 2A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,516 \cdot 2 \cdot 28,89 \cdot 27}{1,1} = 731,438 \text{ кН};$$

$$N_{b,Rd} = 731,438 \text{ кН} > N_{Ed} = 720 \text{ кН} \text{ – условие выполняется.}$$

Устойчивость элемента обеспечена, следовательно окончательно принимаем для верхнего пояса 2L 125*12.

5.2.2.3 Подбор сечений нижнего пояса

$N_{Ed} = 675 \text{ кН}$ – расчетное усилие в нижнем поясе;

$t_f = 14 \text{ мм}$ – толщина фанонки;

$l_{ef,x} = 600 \text{ см}$ – расчетная длина в плоскости фермы;

$l_{ef,y} = 600 \text{ см}$ – расчетная длина из плоскости фермы.

1) Найдем площадь одного уголка:

$$A = \frac{N_{Ed}}{2f_y} = \frac{675}{2 \cdot 27} = 12,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем согласно сортамента ГОСТ 8509-93 равнополочные горячекатаные уголки L75*9 ($A = 12,83 \text{ см}^2$, $i_x = 2,27 \text{ см}$, $i_y = 3,67 \text{ см}$).

2) Проверка сечения при $\gamma_{M0}=1,0$:

$$N_{b.Rd} = \frac{2A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \cdot 12,83 \cdot 27}{1,0} = 692,82 \text{ кН};$$

$N_{b.Rd} = 692,82 \text{ кН} > N_{Ed} = 675 \text{ кН}$ – условие выполняется.

Прочность элемента обеспечена, следовательно, окончательно принимаем для нижнего пояса 2L75*9.

5.2.2.4 Подбор сечения опорного раскоса

$N_{Ed} = -457 \text{ кН}$ – расчетное усилие в опорном раскосе;

$t_{\phi} = 14 \text{ мм}$ – толщина фасонки;

$l_{ef,x} = 435 \text{ см}$ – расчетная длина в плоскости фермы;

$l_{ef,y} = 435 \text{ см}$ – расчетная длина из плоскости фермы.

1) Найдем площадь одного уголка:

$$A = \frac{N_{Ed}}{2f_y} = \frac{457}{2 \cdot 27} = 8,46 \text{ см}^2$$

Принимаем согласно сортамента ГОСТ 8509-93 горячекатаный равнополочный уголок L125*9 ($A = 22 \text{ см}^2$, $I_x = 719,64 \text{ см}^4$, $I_y = 1394,6 \text{ см}^4$).

2) Найдем условную гибкость $\bar{\lambda}$:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 719,64 \cdot 10^{-2}}{435^2} = 787,44 \text{ кН} > N_{Ed} = 457 \text{ кН}$$

– условие выполняется;

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 1394,6 \cdot 10^{-2}}{435^2} = 1525,98 \text{ кН} > N_{Ed} = 457 \text{ кН}$$

– условие выполняется.

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{2A f_y}{N_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 22 \cdot 27}{787,44}} = 1,158;$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{2A f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 22 \cdot 27}{1525,98}} = 0,832.$$

3) Определим понижающий коэффициент χ при кривой потери устойчивости «b», для которой коэффициент несовершенства $\alpha=0,34$:

$$\Phi_x = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,158 - 0,2) + 1,158^2] = 1,333;$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,832 - 0,2) + 0,832^2] = 0,953.$$

Таким образом, понижающий коэффициент χ :

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{1,333 + \sqrt{1,333^2 - 1,158^2}} = 0,501;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,953 + \sqrt{0,953^2 - 0,832^2}} = 0,705.$$

4) Проверим устойчивость элемента при $\gamma_{M1}=1,1$:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_x 2A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,501 \cdot 2 \cdot 22 \cdot 27}{1,1} = 541,08 \text{ кН};$$

$N_{b,Rd} = 541,08 \text{ кН} > N_{Ed} = 457 \text{ кН}$ – условие выполняется.

Устойчивость элемента обеспечена, следовательно, окончательно принимаем для опорного раскоса 2 L 125*9.

5.2.2.5 Подбор сечения растянутых раскосов

$N_{Ed} = 326 \text{ кН}$ – расчетное усилие в растянутом раскосе;

$t_{\phi} = 14 \text{ мм}$ – толщина фасонки;

$l_{ef,x} = 435 \text{ см}$ – расчетная длина в плоскости фермы;

$l_{ef,y} = 435 \text{ см}$ – расчетная длина вне плоскости фермы.

1) Найдем площадь одного уголка:

$$A = \frac{N_{Ed}}{2f_y} = \frac{326}{2 \cdot 27} = 6,04 \text{ см}^2.$$

Принимаем согласно сортамента ГОСТ 8509-93 горячекатаный равнополочный уголок L63*5 ($A = 6,13 \text{ см}^2$, $i_x = 1,94 \text{ см}$, $i_y = 3,12 \text{ см}$).

2) Проверим несущую способность элемента при $\gamma_{M0}=1,0$:

$$N_{b,Rd} = \frac{2Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \cdot 6,13 \cdot 27}{1,0} = 331,02 \text{ кН};$$

$N_{b,Rd} = 331,02 \text{ кН} > N_{Ed} = 326 \text{ кН}$ – условие выполняется.

Несущая способность элемента обеспечена, следовательно, окончательно принимаем для растянутого раскоса 2 L 63*5.

5.2.2.6 Подбор сечения сжатых раскосов

$N_{Ed} = -193 \text{ кН}$ – расчетное усилие в растянутом раскосе;

$t_{\phi} = 14 \text{ мм}$ – толщина фасонки;

$l_{ef,x} = 435 \text{ см}$ – расчетная длина в плоскости фермы;

$l_{ef,y} = 435 \text{ см}$ – расчетная длина вне плоскости фермы.

1) Найдем площадь одного уголка:

$$A = \frac{N_{Ed}}{2f_y} = \frac{193}{2 \cdot 27} = 3,57 \text{ см}^2.$$

Принимаем согласно сортамента ГОСТ 8509-93 соответственно горячекатаные равнополочные уголки L50*4 ($A = 3,89 \text{ см}^2$, $I_x = 18,42 \text{ см}^4$, $I_y = 52 \text{ см}^4$).

2) Определим расчетную длину относительно каждой из осей:

$$L_{cr,x} = \mu^* l_{ef,x} = 435 \text{ см};$$

$$L_{cr,y} = \mu^* l_{ef,y} = 435 \text{ см}.$$

3) Определим критическую силу по формуле Эйлера:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 18,42 \cdot 10^{-2}}{435^2} = 20,16 \text{ кН} < N_{Ed} = 193 \text{ кН}$$

– условие не выполняется;

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 52 \cdot 10^{-2}}{435^2} = 56,90 \text{ кН} < N_{Ed} = 193 \text{ кН}$$

– условие не выполняется.

Чтобы удовлетворялось последнее неравенство, найдем необходимый момент инерции I_x :

$$I_x = \frac{N_{Ed} L_{cr,x}^2}{\pi^2 E} = \frac{193 \cdot 10^2 \cdot 435^2}{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000} = 176,38 \text{ см}^4.$$

Принимаем согласно сортамента ГОСТ 8509-93 в соответствии с моментом инерции I_x равнополочные горячекатаные уголки $L90*7$ ($A = 15,6 \text{ см}^2$, $I_x = 236 \text{ см}^4$, $I_y = 565,55 \text{ см}^4$):

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 236 \cdot 10^{-2}}{435^2} = 206,38 \text{ кН} > N_{Ed} = 193 \text{ кН}$$

– условие выполняется;

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 565,55 \cdot 10^{-2}}{435^2} = 475,98 \text{ кН} > N_{Ed} = 193 \text{ кН}$$

– условие выполняется.

Условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{2A f_y}{N_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 15,6 \cdot 27}{206,38}} = 1,690;$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{2A f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 15,6 \cdot 27}{475,98}} = 1,113.$$

4) Найдем понижающий коэффициент χ для кривой потери устойчивости «b» при коэффициенте несовершенства $\alpha = 0,34$:

$$\Phi_x = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,69 - 0,2) + 1,69^2] = 2,181;$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,113 - 0,2) + 1,113^2] = 1,274$$

Таким образом, понижающий коэффициент устойчивости χ равен:

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{2,181 + \sqrt{2,181^2 - 1,69^2}} = 0,281;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,274 + \sqrt{1,274^2 - 1,113^2}} = 0,528.$$

Берем из двух величин меньшее $\chi_x = 0,281$.

5) Проверим устойчивость элемента при $\gamma_{M1} = 1,1$:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_x 2A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,281 \cdot 2 \cdot 15,6 \cdot 27}{1,1} = 169,3 \text{ кН};$$

$N_{b,Rd} = 169,3 \text{ кН} < N_{Ed} = 193 \text{ кН}$ – условие не выполняется.

Поскольку устойчивость принятого сечения не обеспечена, с помощью метода подбора найдем нужные уголки, которые будут удовлетворять условие несущей способности.

- 1) Принимаем согласно сортамента ГОСТ 8509-93 горячекатаные равнополочные уголки L100*7 ($A = 13,75 \text{ см}^2$, $I_x = 261,18 \text{ см}^4$, $I_y = 581 \text{ см}^4$).
- 2) Найдем условную гибкость $\bar{\lambda}$:

$$N_{cr.x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr.x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 261,18 \cdot 10^{-2}}{435^2} = 285,79 \text{ кН} > N_{Ed} = 193 \text{ кН}$$

– условие выполняется;

$$N_{cr.y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr.y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 581 \cdot 10^{-2}}{435^2} = 635,74 \text{ кН} > N_{Ed} = 193 \text{ кН}$$

– условие выполняется.

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{2A f_y}{N_{cr.x}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 13,75 \cdot 27}{285,79}} = 1,612;$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{2A f_y}{N_{cr.y}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 13,75 \cdot 27}{635,74}} = 1,081.$$

- 3) Найдем понижающий коэффициент χ для кривой потери устойчивости «b», для которой коэффициент несовершенства $\alpha = 0,34$.

$$\Phi_x = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,612 - 0,2) + 1,612^2] = 2,039;$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,081 - 0,2) + 1,081^2] = 1,234.$$

Таким образом, понижающий коэффициент устойчивости χ :

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{2,039 + \sqrt{2,039^2 - 1,612^2}} = 0,304;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,234 + \sqrt{1,234^2 - 1,081^2}} = 0,547.$$

- 4) Проверим устойчивость элемента при $\gamma_{M1} = 1,1$:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_x 2A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,304 \cdot 2 \cdot 13,75 \cdot 27}{1,1} = 205,3 \text{ кН};$$

$N_{b,Rd} = 205,3 \text{ кН} > N_{Ed} = 193 \text{ кН}$ – условие выполняется.

Устойчивость элемента обеспечена, следовательно, окончательно принимаем для сжатого раскоса 2L100*7.

5.2.2.7 Подбор сечения стоек

$N_{Ed} = -94,5 \text{ кН}$ – расчетное усилие в стойке;

$t_\phi = 14 \text{ мм}$ – толщина фасонки;

$l_{ef,x} = 315 \text{ см}$ – расчетная длина в плоскости фермы;

$l_{ef,y} = 315 \text{ см}$ – расчетная длина из плоскости фермы.

- 1) Найдем площадь одного уголка:

$$A = \frac{N_{Ed}}{2f_y} = \frac{94,5}{2 \cdot 27} = 1,75 \text{ см}^2.$$

Принимаем согласно сортамента ГОСТ 8509-93 равнополочные горячекатаные уголки L50*4 ($A = 3,89 \text{ см}^2$, $I_x = 18,42 \text{ см}^4$, $I_y = 52,08 \text{ см}^4$).

2) Определим расчетную длину относительно каждой из осей:

$$L_{cr,x} = \mu^* l_{ef,x} = 315 \text{ см};$$

$$L_{cr,y} = \mu^* l_{ef,y} = 315 \text{ см}.$$

3) Найдем критическую силу по формуле Эйлера:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 18,42 \cdot 10^{-2}}{315^2} = 38,44 \text{ кН} < N_{Ed} = 94,5 \text{ кН}$$

– условие не выполняется;

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 52,08 \cdot 10^{-2}}{315^2} = 108,67 \text{ кН} > N_{Ed} = 94,5 \text{ кН}$$

– условие выполняется.

Чтобы условие устойчивости элемента выполнялось, найдем соответствующий момент инерции I_x :

$$I_x = \frac{N_{Ed} L_{cr,x}^2}{\pi^2 E} = \frac{94,5 \cdot 10^2 \cdot 315^2}{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000} = 45,29 \text{ см}^4.$$

Принимаем согласно сортамента ГОСТ 8509-93 в соответствии с I_x равнополочные горячекатаные уголки L63*5 ($A = 6,13 \text{ см}^2$, $I_x = 46,2 \text{ см}^4$, $I_y = 119 \text{ см}^4$). Проверим условие устойчивости:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 46,2 \cdot 10^{-2}}{315^2} = 96,4 \text{ кН} > N_{Ed} = 94,5 \text{ кН}$$

– условие выполняется;

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 119 \cdot 10^{-2}}{315^2} = 248,32 \text{ кН} > N_{Ed} = 94,5 \text{ кН}$$

– условие выполняется.

Условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{2A f_y}{N_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 6,13 \cdot 27}{96,4}} = 1,747;$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{2A f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 6,13 \cdot 27}{248,32}} = 1,089.$$

4) Найдем понижающий коэффициент χ при кривой потери устойчивости «b», для которой коэффициент несовершенства $\alpha = 0,34$:

$$\Phi_x = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,747 - 0,2) + 1,747^2] = 2,289;$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,089 - 0,2) + 1,089^2] = 1,244.$$

Таким образом, понижающий коэффициент устойчивости χ равен:

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{2,289 + \sqrt{2,289^2 - 1,747^2}} = 0,265;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,244 + \sqrt{1,244^2 - 1,089^2}} = 0,542.$$

Берем из двух величин меньшее $\chi_x = 0,265$.

5) Проверим устойчивость элемента при $\gamma_{M1} = 1,1$:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_x 2A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,265 \cdot 2 \cdot 6,13 \cdot 27}{1,1} = 79,86 \text{ кН};$$

$N_{b,Rd} = 79,86 \text{ кН} < N_{Ed} = 94,5 \text{ кН}$ – условие не выполняется.

Принимаем согласно сортамента ГОСТ 8509-93 в соответствии с необходимостью увеличения I_x равнополочные горячекатаные уголки L70*5 ($A=6,86 \text{ см}^2$, $I_x=63,88 \text{ см}^4$, $I_y=157 \text{ см}^4$). Проверим условие устойчивости:

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cr,x}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 63,88 \cdot 10^{-2}}{315^2} = 133,3 \text{ кН} > N_{Ed} = 94,5 \text{ кН}$$

– условие выполняется;

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 157 \cdot 10^{-2}}{315^2} = 327,61 \text{ кН} > N_{Ed} = 94,5 \text{ кН}$$

– условие выполняется.

Условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{2Af_y}{N_{cr,x}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 6,86 \cdot 27}{133,3}} = 1,572;$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{2Af_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 6,86 \cdot 27}{327,61}} = 1,003.$$

6) Найдем понижающий коэффициент χ при кривой потери устойчивости «b», для которой коэффициент несовершенства $\alpha=0,34$:

$$\Phi_x = 0,5 \cdot [1 + 0,34(\bar{\lambda}_x - 0,2) + \bar{\lambda}_x^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,572 - 0,2) + 1,572^2] = 1,968;$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,003 - 0,2) + 1,003^2] = 1,139.$$

Таким образом, понижающий коэффициент устойчивости χ :

$$\chi_x = \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{\Phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{1,968 + \sqrt{1,968^2 - 1,572^2}} = 0,317;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,139 + \sqrt{1,139^2 - 1,003^2}} = 0,595.$$

Принимаем из двух значений меньшее $\chi_x = 0,317$.

5) Проверим устойчивость элемента при $\gamma_{M1} = 1,1$:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_x 2A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,317 \cdot 2 \cdot 6,86 \cdot 27}{1,1} = 106,79 \text{ кН};$$

$N_{b,Rd} = 106,79 \text{ кН} > N_{Ed} = 94,5 \text{ кН}$ – условие выполняется.

Устойчивость элемента обеспечена, следовательно, окончательно принимаем для элементов стоек 2L70*5.

Таким образом, мы подобрали сечения всех элементов фермы по первому предельному состоянию.

В пролетных конструкциях, кроме несущей способности, существенную роль играет и эксплуатационная пригодность (второе предельное состояние).

5.2.2.8 Расчет по эксплуатационной пригодности (по второму предельному состоянию)

Суммарные предельные нагрузки от собственного веса, полезной нагрузки и снега на ферму покрытия при расчете по второму предельному состоянию для складских помещений будут составлять:

$$q_d = G_k + Q_k + S = 1,34 + 1,05 + 1,24 = 3,63 \text{ кН/м}^2.$$

Сосредоточенное усилие на каждый узел фермы будет составлять:

$$F_d = 3,63 \cdot 3 \cdot 6 = 65,34 \text{ кН}.$$

В результате компьютерного расчета фермы получаем значение вертикального суммарного прогиба фермы при действии суперпозиции нагрузок $d = 45,33 \text{ мм}$.

Еврокоды не регламентируют ограничение перемещений, ссылаясь на компетенцию национального приложения. Согласно национальным нормам при пролете 24 м предельный прогиб конструкции не должен превышать $1/250$ пролета, т.е. величину $24000/250 = 96 \text{ мм} > 45,33 \text{ мм}$. Таким образом, несущая способность фермы по эксплуатационной пригодности (по второму предельному состоянию) обеспечена.

5.2.3 Расчет внецентренно сжатой колонны

5.2.3.1 Определение усилий

Для определения усилий в колонне проведем расчет рамного поперечника каркаса в целом. Поскольку рама является статически неопределимой системой, на распределение усилий в ней влияет соотношение жесткостей элементов. Жесткости элементов фермы могут быть заданы на основе сечений, подобранных в предыдущем расчете. Определим предварительное сечение колонн. Колонны в составе рамы здания работают как сжато-изогнутые, поскольку воспринимают ветровую нагрузку от боковых стен, что приводит к появлению изгибающих моментов. Принято также, что сечение работает только в пределах упругости.

Здесь и далее для колонны принято, что главная ось обозначена как y -у, а второстепенная – как z -z. При геометрической высоте колонны $l_{ef,y} = 700 \text{ см}$ расчетная длина колонны в плоскости рамы будет составлять:

$$L_{cr,y} = \mu \cdot l_{ef,y} = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ см}.$$

Здесь коэффициент расчетной длины принято ориентировочно $\mu = 2$, учитывая жесткое закрепление колонны в базе и шарнирное присоединение фермы на оголовке, которое не дает закрепление от бокового смещения верха.

Принято, что из плоскости колонна надежно раскреплена системой связей, и усилий из плоскости в ней не возникает. Связи из плоскости поставлены с шагом 3,5 м, а коэффициент расчетной длины участков между точками раскрепления составляет $\mu = 1$.

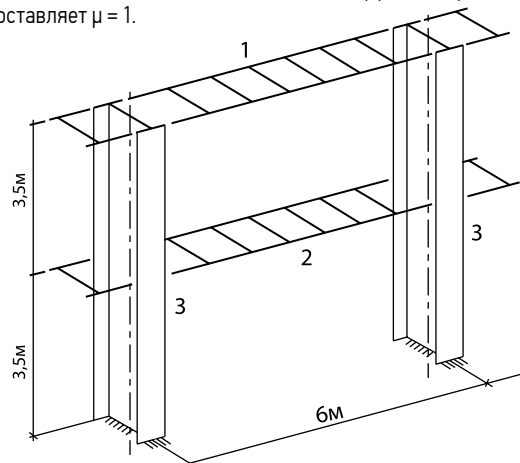


Рисунок 5.2.3 Схема раскрепления колонн из плоскости: 1 – горизонтальные связи по верху колонн; 2 – горизонтальные связи раскрепления из плоскости; 3 – колонны

Для того, чтобы вести дальнейшие расчеты, зададим предварительное сечение колонны. Исходя из опыта проектирования и здравого смысла, зададим гибкость колонны в плоскости 90. Таким образом, необходимый радиус инерции колонны в плоскости действия момента составит:

$$i_{ef,y} = 1400/90 = 15.6 \text{ см.}$$

Примем двутавр № 50 по ГОСТ 8239-89, который имеет следующие геометрические характеристики:

$$A = 100,0 \text{ см}^2;$$

$$I_y = 39\,727 \text{ см}^4;$$

$$I_z = 1\,043 \text{ см}^4;$$

$$W_y = 1\,589 \text{ см}^3;$$

$$W_z = 123 \text{ см}^3;$$

$$W_{pl,y} = 1\,852,8 \text{ см}^3;$$

$$i_y = 19,9 \text{ см};$$

$$i_z = 3,23 \text{ см};$$

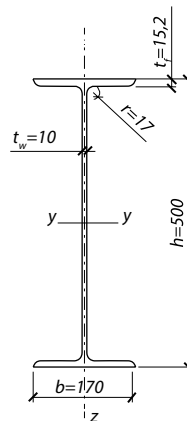
$$t_w = 10,0 \text{ мм};$$

$$t_f = 15,2 \text{ мм};$$

$$r = 17,0 \text{ мм};$$

$$h = 500,0 \text{ мм};$$

$$b = 170 \text{ мм.}$$



В дальнейшем предварительно подобранное сечение подлежит уточнению.

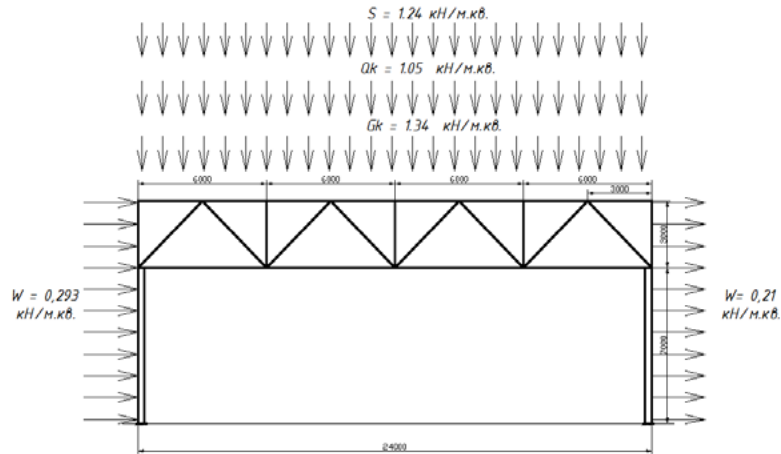


Рисунок 6.2.4 Расчетная схема поперечника здания

Расчет проводим с помощью специализированного программного обеспечения. В результате расчета полученные усилия и их сочетания сведены к табличной форме ниже.

Таблица 5.2.3 Полученные усилия в колоннах

Правая колонна кН, кНм

	Собственный вес G_k	Полезная нагрузка (переменная) Q_k	Снег S	Ветер W	Сочетание	Объяснение
M	-7,3	-5,7	-6,8	71,7	97,7	$G_k * 1,35 + (W) * 1,5$
N	-110,6	-77,1	-91	0,6	-401,5	$G_k * 1,35 + (Q_k + S) * 1,5$
Q	1	0,8	1	-16,5	-23,4	$G_k * 1,35 + (W) * 1,5$

Левая колонна кН, кНм

	Собственный вес G_k	Полезная нагрузка (переменная) Q_k	Снег S	Ветер W	Сочетание	Объяснение
M	7,3	5,7	6,8	68,4	131,2	$G_k * 1,35 + (Q_k + S + W) * 1,5$
N	-110,6	-77,1	-91	-0,6	-402,4	$G_k * 1,35 + (Q_k + S + W) * 1,5$
Q	-1	-0,8	-1	-14,3	-25,5	$G_k * 1,35 + (Q_k + S + W) * 1,5$

Таким образом, принимаем в расчет левую колонну, в которой возникают большие усилия по результатам сочетаний, чем в правой.

5.2.3.2 Классификация поперечного сечения колонны

Классификация сечений учитывает начальные несовершенства сечений, которые могут в них возникнуть, то есть, по своей сути, имеет вероятностную природу. Учет осуществляется на интервальных ограничениях соотношений ширины к толщине участков сечения. При этом учитывается также расчетное сопротивление стали, из которой изготовлен элемент и характер эпюры распределения напряжений по выступающим элементам (полкам). С целью определения класса сечения найдем коэффициент $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$. Для выбранной стали С275, $\varepsilon = \sqrt{235/270} = 0,93$.

Для стенки

Определяем $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 500 - 2 \cdot 15,2 - 2 \cdot 17 = 435,6$ мм;

$$\frac{c}{t_w} = \frac{435,6}{10} = 43,56;$$

$$\psi = \frac{\frac{N}{A} - \frac{M}{W}}{\frac{N}{A} + \frac{M}{W}} = \frac{\frac{402,4 \cdot 10^{-3}}{100 \cdot 10^{-4}} - \frac{131,2 \cdot 10^{-3}}{1589 \cdot 10^{-6}}}{\frac{402,4 \cdot 10^{-3}}{100 \cdot 10^{-4}} + \frac{131,2 \cdot 10^{-3}}{1589 \cdot 10^{-6}}} = \frac{40,24 - 82,57}{40,24 + 82,57} = \frac{-42,33}{122,81} = -0,34.$$

В данном случае относительная высота сжатой зоны стенки:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \psi} = \frac{1}{1 - (-0,34)} = 0,7.$$

Для 1-го класса поперечных сечений должно соблюдаться условие:

$$\frac{c}{t_w} \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 0,93}{13 \cdot 0,7 - 1} = 45,5.$$

Проверяем условие:

$$43,56 < 45,5.$$

Таким образом, по максимальному отношению ширины к толщине стенки выбранное сечение классифицируется как сечение **1 класса**.

Для полки

$$c = \frac{(b - t_w - 2r)}{2} = (170 - 10 - 2 \cdot 17) / 2 = 63,0;$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{63,0}{15,2} = 4,14;$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 0,93 = 8,37.$$

Проверяем выполнение условия:

$$4,14 < 8,37.$$

Следовательно, по максимальному отношению ширины к толщине полок сечение может быть классифицировано как сечение 1 класса.

Таким образом, сечение колонны в целом **относится к 1-му классу**.

5.2.3.3 Проверка прочности поперечного сечения

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.2.9.1(2)

Прочность поперечного сечения обеспечена, если выполняется условие:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0.$$

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.2.5(2)

При этом для поперечного сечения 1-го класса расчетное значение несущей способности на изгиб относительно оси у-у:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1852,8 \cdot 10^{-6} \cdot 270 \cdot 10^3}{1,0} = 500,26 \text{ кНм};$$

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.2.4(2)

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения колонны при равномерном сжатии $N_{pl,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{100 \cdot 10^{-4} \cdot 270 \cdot 10^3}{1,0} = 2700 \text{ кН}.$$

Определим необходимость учета влияния осевой силы на несущую способность сечения на изгиб относительно оси у-у:

$$N_{Ed} = 402,4 \text{ кН} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 2700 \text{ кН} = 675 \text{ кН};$$

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.2.9.1(4)

$$N_{Ed} = 402,4 \text{ кН} > \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 0,4356 \cdot 0,001 \cdot 270 \cdot 10^3}{1,0} = 58,81 \text{ кН}.$$

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
6.2.9.1(5)

Таким образом, необходимо учитывать влияние осевой силы на несущую способность элемента по прочности. Расчетное значение несущей способности на изгиб $M_{N,y,Rd}$, уменьшенное вследствие действия осевой силы N_{Ed} :

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n)}{1 - 0,5 \cdot a} \leq M_{pl,y,Rd};$$

где:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{402,4}{2700} = 0,15; \quad a = \frac{A - 2bt_f}{A} = \frac{100 - 2 \cdot 17 \cdot 1,52}{100} = 0,48 < 0,5.$$

Таким образом,

$$M_{N,y,Rd} = \frac{500,26 \cdot (1 - 0,15)}{1 - 0,5 \cdot 0,48} = \frac{425,221}{0,76} = 559,5 \text{ кНм}.$$

Проверка прочности:

$$M_{Ed,y} = 131,2 \text{ кНм} < M_{N,y,Rd} = 559,5 \text{ кНм}.$$

Несущая способность сжато-изгибаемого элемента по прочности обеспечена.

5.2.3.4 Проверка устойчивости

Устойчивость элементов 1 и 2 классов обеспечена, если выполняется условие:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Rd}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Rd}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
6.3.1.2(1)

Определим понижающие коэффициенты при потере устойчивости в форме про-дольного изгиба при центральном сжатии элемента χ_y и χ_z :

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}, \quad \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}.$$

Вычисление условных гибкостей элемента:

в плоскости:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{I_{y,cr}}{i_y \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{1400}{19,9 \cdot 93,9 \cdot 0,93} = 0,81;$$

из плоскости:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{I_{z,cr}}{i_z \cdot 93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{350}{3,23 \cdot 93,9 \cdot 0,93} = 1,24.$$

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
6.3.1.2(1)

Относительно оси у-у для прокатных двутавров при $t_f \leq 40$ мм и при $\frac{h}{b} = \frac{500}{170} = 2,94 > 1,2$ тип кривой устойчивости в плоскости является «а». Таким образом, коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента в плоскости действия момента для $\alpha_y = 0,21$.

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
6.3.1.2(1)

Относительно оси z-z для прокатных двутавров при $t_f \leq 40$ мм и при $\frac{h}{b} = \frac{500}{170} = 2,94 > 1,2$ тип кривой устойчивости из плоскости является «в». Таким образом, коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента из плоскости действия момента для этой кривой, $\alpha_z = 0,34$.

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,81 - 0,2) + 0,81^2] = 0,89;$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,24 - 0,2) + 1,24^2] = 1,45$$

Следовательно,

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
6.3.2.2(1)

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,89 + \sqrt{0,89^2 - 0,81^2}} = \frac{1}{0,89 + \sqrt{0,7921 - 0,6561}} = \frac{1}{1,26} = 0,79;$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,45 + \sqrt{1,45^2 - 1,24^2}} = \frac{1}{1,45 + \sqrt{2,1025 - 1,5376}} = \frac{1}{2,2} = 0,45.$$

Определяем понижающий коэффициент при проверке устойчивости плоской формы изгиба χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

Условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

где M_{cr} – критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(\mu_{LT} \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}.$$

Для рассматриваемой колонны $C_1=1,77$ при $\psi=0$, так как узел на конце колонны (в месте примыкания фермы) является шарнирным, и момент в нем равен 0. Напротив, момент в защемлении колонны на фундаменте является максимальным.

k – коэффициент расчетной длины элемента

$$k=1,0;$$

I_t – момент инерции при свободном кручении

$$I_t = 75,4 \text{ см}^4;$$

I_ω – секториальный момент инерции

$$I_\omega = 612843421 \text{ см}^6.$$

Тогда,

$$M_{cr} = 1,77 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1043 \cdot 10^{-8}}{(1,0 \cdot 7)^2} \cdot \sqrt{\frac{612843,421 \cdot 10^{-12}}{1043 \cdot 10^{-8}} + \frac{(1,0 \cdot 7)^2 \cdot 0,81 \cdot 10^5 \cdot 75,4 \cdot 10^{-8}}{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1043 \cdot 10^{-8}}} =$$

$$= 0,614 \text{ МНм} = 614 \text{ кНм};$$

Условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1852,8 \cdot 10^{-6} \cdot 270}{614 \cdot 10^{-3}}} = 0,902.$$

Для данного поперечного сечения с соотношением $\frac{h}{b} = \frac{500}{170} = 2,94 > 2$ тип кривой потери устойчивости является "b", тогда $\alpha_{LT} = 0,34$.

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,902 - 0,2) + 0,902^2] = 1,03;$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,03 + \sqrt{1,03^2 - 0,902^2}} = 0,7829$$

Вычисление коэффициентов взаимодействия

ДСТУ-НБ
EN 1993-1-1
Приложение В

Согласно национальному приложению для вычисления коэффициентов взаимодействия можно использовать два метода, приведенных в его Приложениях А и В. Для настоящего расчета был выбран метод, приведенный в Приложении В:

$$k_{yy} = C_{my} \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right], HO \quad k_{yy} \leq C_{my} \left[1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right];$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left[1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right], HO \quad k_{zz} \leq C_{mz} \left[1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right].$$

Принимаем коэффициент перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов $C_{my} = C_{mz} = 1,0$.

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 100 \cdot 10^{-4} \cdot 270 = 2,7;$$

$$k_{yy} = C_{my} \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 1,0 \cdot \left[1 + (0,81 - 0,2) \cdot \frac{402,4 \cdot 10^{-3}}{0,79 \cdot \frac{2,7}{1}} \right] = 1,115;$$

$$k_{yy} = 1,115 \leq C_{my} \left[1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 1,0 \cdot \left[1 + 0,8 \frac{402,4 \cdot 10^{-3}}{0,79 \cdot \frac{2,7}{1}} \right] = 1,151;$$

$$1,115 < 1,151;$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left[1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 1,0 \cdot \left[1 + (2 \cdot 1,24 - 0,6) \cdot \frac{402,4 \cdot 10^{-3}}{0,45 \cdot \frac{2,7}{1}} \right] = 1,623;$$

$$k_{zz} = 1,623 \leq C_{mz} \left[1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 1,0 \cdot \left[1 + 1,4 \frac{402,4 \cdot 10^{-3}}{0,45 \cdot \frac{2,7}{1}} \right] = 1,464.$$

Так как последнее условие не выполняется, то принимаем $k_{zz} = 1,464$.

Следовательно,

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 1,464 = 0,8784;$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 1,115 = 0,669.$$

Проверка несущей способности колонны по устойчивости:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Rd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{402,4 \cdot 10}{0,79 \cdot 100 \cdot 270} + 1,115 \cdot \frac{131,2 \cdot 10^3}{0,7829 \cdot \frac{1852,8 \cdot 270}{1}} = 0,562 \leq 1;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Rd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{402,4 \cdot 10}{0,45 \cdot 100 \cdot 270} + 0,669 \cdot \frac{131,2 \cdot 10^3}{0,7829 \cdot \frac{1852,8 \cdot 270}{1}} = 0,5553 \leq 1.$$

Следовательно, устойчивость колонны обеспечена.

5.3 Расчет перекоса здания

5.3.1 Конструктивная схема и сбор нагрузок

5.3.1.1 Конструктивная схема каркаса

В данном примере рассматривается двухэтажное двухпролетное здание офисного назначения с плоской кровлей.

Место строительства – г. Киев. Местность обычная, условия эксплуатации здания нормальные, чрезвычайные нагрузки отсутствуют. Ветровая местность категории IIВ. Проектный срок эксплуатации здания – 50 лет.

Приведенный расчет осуществлен на восприимчивость рамного каркаса здания к перекосам, т.е. на эффекты второго порядка.

Плоский каркас здания, состоящий из балок и колонн, может быть проверен на восприимчивость к эффектам второго порядка с использованием анализа первого порядка по приближенной формуле:

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{h}{\delta_{H,Ed}},$$

где:

H_{Ed} – расчетное значение суммарной горизонтальной реакции в уровне перекрытия низа этажа от приложения действующих нагрузок и эквивалентных нагрузок, заменяющих эффекты перекоса;

V_{Ed} – общая расчетная вертикальная нагрузка на конструкцию в уровне перекрытия низа этажа;

$\delta_{H,Ed}$ – горизонтальное смещение верха этажа относительно его низа под действием горизонтальных нагрузок (например, ветра) и эквивалентных горизонтальных нагрузок на каждом уровне;

h – высота этажа.

Определение каждого параметра приведено ниже в настоящем примере.

Если $\alpha_{cr} \geq 10$, то любые эффекты второго порядка достаточно малы, чтобы ими можно было пренебречь.

На рисунке показана конструктивная схема связевого пролета рамного каркаса. Расстояние между рамами в продольном направлении здания $L = 6$ м (шаг рам).

Считается, что сечения элементов каркаса заданы наперед.

Колонны приняты составного сечения из двух швеллеров с уклоном полок №30 по ГОСТ 8240-89. Балки покрытия приняты из прокатного двутавра №40Б2. Балки перекрытия – из прокатного двутавра №45Б2 согласно ГОСТ 8239-89.

ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
5.2.1(4)В

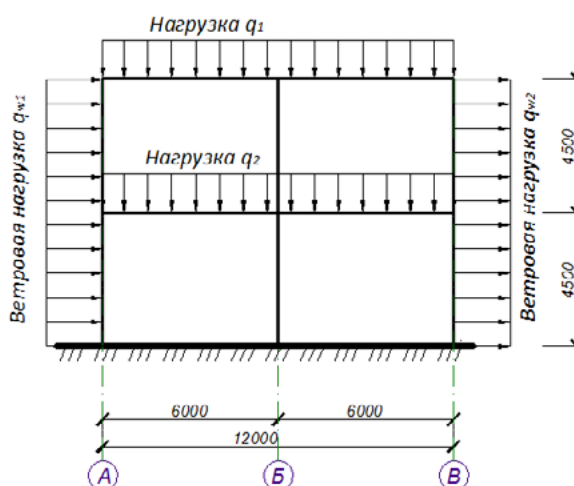


Рисунок 5.3.1 Расчетная схема рамы с приложенными нагрузками

ДСТУ-НБ
EN 1990
Формула 6.10а

5.3.1.2 Расчет по первому предельному состоянию

Проверкой на восприимчивость к эффектам второго порядка является проверка по предельному состоянию несущей способности (относится к первой группе предельных состояний).

В рассматриваемом случае для определения расчетного сочетания нагрузок используем формулу 6.10а:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

ДСТУ-НБ
EN 1990
Таблицы НБ.2.3
НБ.2.4

Частные коэффициенты надежности для воздействий

При проектировании конструктивных элементов без учета геотехнических воздействий использование частных коэффициентов надежности при расчете по предельным состояниям несущей способности следует применять согласно национальному приложению. Частный коэффициент надежности для постоянных воздействий:

$$\gamma_G = 1.35.$$

Частный коэффициент надежности для переменных воздействий:

$$\gamma_Q = 1.5.$$

ДСТУ-НБ
EN 1990
Таблица НБ.2.2

Коэффициенты ψ_0

Для полезной нагрузки на перекрытия (для офисных площадей) $\psi_0 = 0,7$.

Для снеговой нагрузки на кровлю (при $H \leq 1000$ м над уровнем моря) $\psi_0 = 0,6$.

5.3.1.3 Сбор нагрузок на каркас

Постоянные нагрузки

- | | |
|--|---------------------------------------|
| 1) Собственный вес плиты перекрытия/покрытия ; | $g_{плита} = 3,5 \text{ кН/м}^2$ |
| 2) Собственный вес перегородок | $g_{перегор.} = 0,5 \text{ кН/м}^2$; |
| 3) Вес конструкции пола | $g_{пол} = 0,3 \text{ кН/м}^2$; |
| 4) Вес подвесных потолков | $g_{потол.} = 0,2 \text{ кН/м}^2$; |
| 5) Вес подвесных коммуникаций | $g_{коммун.} = 0,2 \text{ кН/м}^2$; |
| 6) Собственный вес конструкции кровли | $g_{кровля} = 0,3 \text{ кН/м}^2$. |

Временные нагрузки

1) Расчетная ветровая нагрузка выступает как ведущая.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

$q_p(z_e)$ – максимальный скоростной напор

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b,$$

где:

$I_v(z)$ – интенсивность турбулентности на высоте z;

$v_m(z)$ – средняя скорость ветра на высоте z над местностью;

ρ – плотность воздуха, которая зависит от высоты, температуры и барометрического давления при ожидаемом в регионе ураганном ветре, $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$.

Определяем $v_m(z)$:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b,$$

ДСТУ-НБ
EN 1991-1-4
5.2

ДСТУ-НБ
EN 1991-1-4
НБ.2.17

ДСТУ-НБ
EN 1991-1-4
Формула 4.4

где:

V_b – базовая скорость ветра;

$c_o(z)$ – коэффициент рельефа, который применяется, если рельеф (например, холмы, скалы и т.д.) увеличивает скорость ветра более, чем на 5%. В других случаях, в частности для постройки рассматриваемого здания, коэффициент рельефа $c_o(z) = 1,0$;

$c_r(z)$ – коэффициент неравенства местности, учитывающий изменчивость средней скорости ветра в месте расположения конструкции соответственно высоте над уровнем земли и неровностей местности с подветренной стороны конструкции для рассматриваемого направления ветра:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{для } z_{\min} \leq z \leq z_{\max},$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{для } z \leq z_{\min},$$

где:

z_0 – длина неровности;

k_r – коэффициент местности, который зависит от параметра шероховатости z_0 , и определяется по формуле:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07},$$

ДСТУ-НБ
EN 1991-1-4
Таблица 4.1

$z_{0,II} = 0,05$ м (класс местности II);

z_{\min} – минимальная высота равна 2 м;

$z_{\max} = 200$ м.

Таким образом, $k_r = 0,19 \cdot (0,05 / 2)^{0,07} = 0,147$.

Укрупненно, для высоты рассматриваемого здания $z = 9$ м получаем:

$$C_r(z) = 0,147 \cdot \ln(9/0,05) = 0,76.$$

Базовая скорость ветра, которая определяется как функция направления ветра и времени года на высоте 9 м для местности категории II, рассчитывается по формуле:

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0},$$

ДСТУ-НБ
EN 1991-1-4
НБ.2.3

где:

$V_{b,0}$ – основное значение базовой скорости ветра

$$V_{b,0} = V_{b, \max} \cdot C_{alt};$$

$V_{b, \max} = 25$ м/с для местности, на которой планируется строительство здания;

c_{dir} – коэффициент направления ветра. В рассматриваемом случае ввиду отсутствия информации относительно преимущественного направления ветра принимаем рекомендуемое значение $c_{dir} = 1,0$;

c_{season} – сезонный коэффициент, который используется для временных конструкций и конструкций на стадии возведения. В рассматриваемом случае принимаем рекомендуемое значение $c_{season} = 1,0$.

Таким образом,

$$V_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ м/с.}$$

Тогда,

$$V_m(z) = 0,76 \cdot 1,0 \cdot 25 = 19,1 \text{ м/с.}$$

Интенсивность турбулентности $I_v(z)$ на высоте z определяется как стандартное отклонение турбулентности, деленное на среднюю скорость ветра.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)},$$

k_1 – коэффициент турбулентности, который имеет рекомендуемое значение $k_1 = 1,0$.

Таким образом,

$$I_v(z) = 1.0 / (1.0 \cdot \ln(9/0,05)) = 0,19.$$

Тогда максимальный скоростной напор $q_p(z)$ на высоте z будет равен:

$$q_p(z) = (1+7 \cdot 0,19) \cdot (1,25/2) \cdot 19,1^2 = 531,25 \text{ Па}.$$

Определяем ветровое давление w_e , действующее на наружную поверхность фасада здания, которое определяется по формуле:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe},$$

c_{pe} – коэффициент внешнего давления для зданий и их частей, зависящий от размера грузовой площади A , которая является площадью конструкции, передающей нагрузку на элемент:

$$C_{pe} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \log_{10} A.$$

Поскольку шаг между рамами b м, площадь, с которой сообщается нагрузка на рас-считываемый элемент, будет равна $A = b \cdot l = 54$ м;

z_e – базовая высота для внешнего давления ветра. Для стен прямоугольных в плане зданий z_e зависит от отношения сторон h/b и всегда является верхним значением высоты различных частей стен. Здания с высотой h , меньшей, чем b , могут считаться одной частью.

Для постройки рассматриваемого здания $z_e = 9$ м. Геометрический параметр (тут и далее см. схемы и таблицы, приведенные в примере 2) $e = 2h = 18 > d = 12$ м.

В данном примере рассчитывается только одна рама каркаса, следовательно, нас интересуют стороны D и E. Соотношение $h/d = 9/12 = 0,75$.

Таким образом:

- для наветренной стороны D: $C_{pe10} = 0,8$, $C_{pe1} = 1$;
- для заветренной стороны E: $C_{pe10} = C_{pe1} = -0,5$.

Следовательно:

- для наветренной стороны D: $C_{pe} = 1,0 - (1 - 0,8) \cdot \log_{10} 54 = 0,65$;
- для заветренной стороны E: $C_{pe} = -0,5 - (-0,5 + 0,5) \cdot \log_{10} 54 = -0,5$.

Давление w_e , действующее на наружные поверхности, будет составлять:

- для наветренной стороны D: $w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 531,25 \cdot 0,65 = 345,31 \text{ Па}$;
- для заветренной стороны E: $w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 531,25 \cdot (-0,5) = -265,63 \text{ Па}$.

Учитывая, что на кровле преобладает преимущественно ветровой отсос, разгру-жающий несущие конструкции, в дальнейшем рассматриваем только боковое давление ветра.

2) Снеговая нагрузка на кровлю

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k,$$

где:

μ_i – коэффициент формы снеговой нагрузки = 0,8;

s_k – характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт = 1550 Н/м² (для г. Киева);

C_e – коэффициент окружающей среды = 1,0;

C_t – температурный коэффициент = 1,0.

Таким образом,

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1550 \cdot 1 \cdot 1 = 1240 \text{ Н/м}^2 = 1,24 \text{ кН/м}.$$

3) Полезная нагрузка на перекрытие

Полезная нагрузка на перекрытие для офисных помещений принята $q = 2,5 \text{ кН/м}^2$.

Таким образом, расчетное значение нагрузок с ветровой нагрузкой в качестве ведущей:

$$q_1 = (\gamma_G \cdot (g_{\text{кровля}} + g_{\text{плита}} + g_{\text{коммун.}} + g_{\text{потол.}}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot s) \cdot L = (1,35 \cdot (0,3 + 3,5 + 0,2 + 0,2) + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,24) \cdot 6 = 41,832 \text{ кН/м};$$

$$q_2 = (\gamma_G \cdot (g_{\text{пол}} + g_{\text{перегор.}} + g_{\text{плита}} + g_{\text{коммун.}} + g_{\text{потол.}}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q) \cdot L = (1,35 \cdot (0,3 + 0,5 + 3,5 + 0,2 + 0,2) + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 2,5) \cdot 6 = 53,82 \text{ кН/м};$$

$$q_{w1} = 1,5 \cdot w_{e1} \cdot L = 1,5 \cdot 0,296 \cdot 6 = 2,664 \text{ кН/м};$$

$$q_{w2} = 1,5 \cdot w_{e2} \cdot L = 1,5 \cdot 0,163 \cdot 6 = 1,467 \text{ кН/м}.$$

Проверяем выполнение условия:

$$H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed};$$

$$H_{Ed} = (q_{w1} + q_{w2}) \cdot h = (2,664 + 1,467) \cdot 9 = 37,18 \text{ кН};$$

$$V_{Ed} = (q_1 + q_2) \cdot L = (41,832 + 53,82) \cdot 12 = 1147,82 \text{ кН};$$

$$H_{Ed} = 37,18 \text{ кН} < 0,15 \cdot 1147,82 = 172,17 = 0,15 V_{Ed}.$$

Условие не выполняется, следовательно, влияние несовершенств рамы должно быть принято во внимание.

5.3.2 Расчет влияния деформации каркаса

Определяем общие начальные несовершенства в виде отклонений каркаса от вертикали (боковых смещений):

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m,$$

где:

ϕ_0 – основное базовое значение, $\phi_0 = 1/200$;

α_h – понижающий коэффициент, который учитывает высоту колонн h

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ но } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 0;$$

α_m – понижающий коэффициент, учитывающий количество колонн в ряду

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)},$$

где m – количество колонн в ряду.

$$\phi = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{\sqrt{9}} \cdot \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{3}\right)} = 2,72 \cdot 10^{-3}.$$

Определяем эквивалентные горизонтальные силы H_1 и H_2 , действующие как узловые нагрузки на уровне каждого перекрытия:

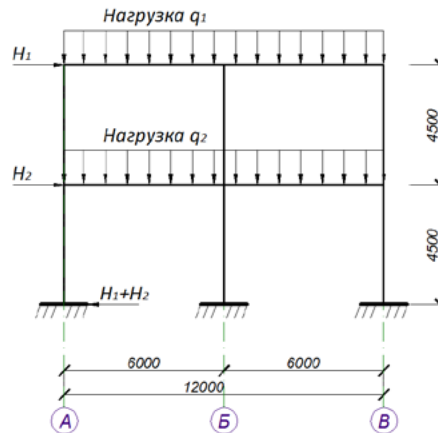


Рисунок 5.3.2 Схема приложения эквивалентных горизонтальных сил

$$H_1 = \phi \cdot q_1 \cdot L = 2,72 \cdot 10^{-3} \cdot 41,832 \cdot 12 = 1,365 \text{ кН};$$

$$H_2 = \phi \cdot q_2 \cdot L = 2,72 \cdot 10^{-3} \cdot 53,82 \cdot 12 = 1,757 \text{ кН}.$$

Коэффициент увеличения расчетной нагрузки α_{cr} для каждого уровня перекрытия:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10; \quad \alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{h}{\delta_{H,Ed}};$$

$$V_{Ed1} = q_1 \cdot L = 41,832 \cdot 12 = 501,984 \text{ кН};$$

$$V_{Ed2} = q_2 \cdot L = 53,82 \cdot 12 = 645,84 \text{ кН}.$$

Перемещения рамы $\delta_{H,Ed}$ на уровне каждого перекрытия в данном примере вычислены с помощью специализированного программного обеспечения на основе метода конечных элементов. Они соответственно равны:

$$\delta_{H,Ed1} = 0,9 \text{ мм};$$

$$\delta_{H,Ed2} = 2,0 \text{ мм}.$$

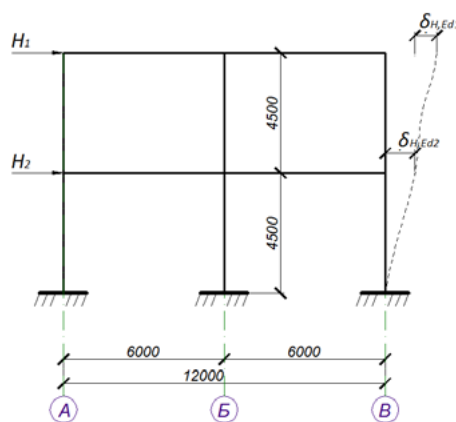


Рисунок 5.3.3 Схема горизонтальных перемещений в каркасе

для перекрытия на отметке +9.000:

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed1}}{V_{Ed1}} \frac{h}{\delta_{H,Ed1}} = \frac{1,365}{501,984} \cdot \frac{4500}{0,5} = 24,5 > 10;$$

для перекрытия на отметке +4,500:

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed1}}{V_{Ed1}} \frac{h}{\delta_{H,Ed1}} = \frac{(1,365 + 1,757)}{(501,984 + 645,84)} \cdot \frac{4500}{1,1} = 11,12 > 10.$$

Таким образом, каркас не является восприимчивым к перекосу, и эффектами второго порядка можно пренебречь.

5.4 Поперечное сечение 3 класса

Так как ранее в расчетах не упоминалось сечение 3 класса, то в данном примере определим расчетное значение балки на изгиб с поперечным сечением 3 класса.

Принимаем балку сварного сечения из стали S 355 с такими характеристиками:

Высота поперечного сечения	$h = 990$ мм;
Ширина поперечного сечения	$b = 360$ мм;
Высота стенки	$h_w = 950$ мм;
Толщина стенки	$t_w = 10$ мм;
Толщина полки	$t_f = 20$ мм;
Катет сварных швов	8 мм

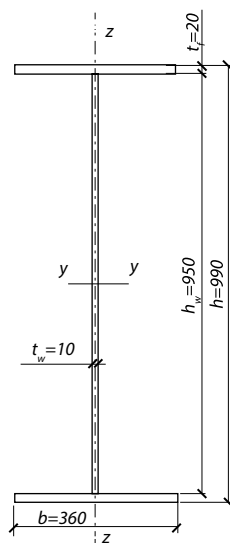


Рисунок 5.4.1 Схема поперечного сечения главной балки

5.4.1 Классификация поперечного сечения

Для определения класса сечения необходимо найти коэффициент ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814.$$

Полка:

$$c = \frac{(b - t_w - 2r)}{2} = \frac{(360 - 10 - 2 \times 8)}{2} = 167 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{167}{20} = 8,35.$$

Предельное отношение ширины к толщине полки для 1-го класса сечений:

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon = 9 \times 0,814 = 7,326.$$

Проверим условие:

$$8,35 > 7,33.$$

— условие не выполняется.

Предельное отношение ширины к толщине полки для 2-го класса сечений:

$$\frac{c}{t} \leq 10 \varepsilon = 10 \times 0,814 = 8,14.$$

Проверим условие:

$$8,35 > 8,14.$$

– условие не выполняется.

Предельное отношение ширины к толщине полки для 2-го класса сечений:

$$\frac{c}{t} \leq 14 \varepsilon = 14 \times 0,814 = 11,4.$$

Проверим условие:

$$8,35 < 11,4.$$

Следовательно, в поперечном сечении балки полка относится к 3-му классу.

Стенка:

$$c = h_w = 950 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{950}{10} = 95.$$

Предельное отношение ширины к толщине стенки для 1-го класса сечений:

$$\frac{c}{t} \leq 72 \varepsilon = 72 \times 0,814 = 58,61.$$

Проверяем условие:

$$95 > 58,61.$$

– условие не выполняется.

Предельное отношение ширины к толщине стенки для 2-го класса сечений:

$$\frac{c}{t} \leq 83 \varepsilon = 83 \times 0,814 = 67,56.$$

Проверяем условие:

$$95 > 67,56.$$

– условие не выполняется.

Предельное отношение ширины к толщине стенки для 3-го класса сечений:

$$\frac{c}{t} \leq 124 \varepsilon = 124 \times 0,814 = 100,94.$$

Проверяем условие:

$$95 < 100,94.$$

– условие выполняется.

Следовательно, при действии изгиба стенка относится 3-му классу.

Таким образом, все сечение балки при действии изгиба относится к 3-му классу.

5.4.2 Определение геометрических характеристик сечения

Момент инерции сечения относительно оси, у-у:

$$\begin{aligned} I_y &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot b \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 = \\ &= \frac{1,0 \cdot 95^3}{12} + 2 \cdot 2,0 \cdot 36,0 \cdot \left(\frac{95}{2} + \frac{2,0}{2} \right)^2 = 410\,171,92 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Определим момент сопротивления сечения балки относительно оси у-у:

$$W_{el,y} = \frac{I_y \cdot 2}{h} = \frac{410\,171,92 \cdot 2}{99,0} = 8286,3 \text{ см}^3.$$

5.4.3 Определение расчетного значения несущей способности балки на изгиб

Несущая способность балки на изгиб с поперечным сечением класса 3 будет обеспечена при выполнении условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0,$$

где

$M_{b,Rd}$ – расчетное значение несущей способности балки на изгиб;

M_{Ed} – расчетное значение изгибающего момента;

$$M_{b,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8286,3 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 2941,6 \text{ кНм}.$$

Таким образом, расчетное значение несущей способности балки равно 2941,6 кНм.

РАЗДЕЛ 6. СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

6.1 Источники

6.1.1. Публикация Украинского Центра Стального Строительства

«Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины»

6.2 Документы

6.2.1. ДСТУ-Н Б EN 1990 Основы проектирования конструкций

6.2.2. Национальные приложения к ДСТУ-Н Б EN 1990

6.2.3. ДСТУ-Н Б EN 1991 Воздействия на несущие конструкции:

- ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1 Раздел 1-1: Общие воздействия. Удельный вес, собственный вес, эксплуатационные нагрузки на здания
- ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3 Раздел 1-3: Общие воздействия. Снеговые нагрузки
- ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4 Раздел 1-4: Общие воздействия. Ветровые нагрузки

6.2.4. Национальные приложения к ДСТУ-Н Б EN 1991

6.2.5. ДСТУ-Н Б EN 1993 Проектирование стальных конструкций

- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Раздел 1-1. Общие правила и правила для зданий
- ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 Раздел 1-8. Проектирование соединений



ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3 И НАЦИОНАЛЬНЫМИ ПРИЛОЖЕНИЯМИ УКРАИНЫ

Настоящая публикация предлагает краткую пояснительную часть относительно расчета элементов стальных каркасных зданий в соответствии с Еврокодами и включает в себя набор рабочих примеров. В публикации представлены общие правила по расчету и конструированию и не приводятся правила выполнения рабочей конструкторской документации. Заинтересованный читатель может ознакомиться с не затронутыми в данном пособии вопросами в нормативной литературе, а также иных публикациях Украинского Центра Стального Строительства.