


ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ  
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ  
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

 На правах рукописи

Чесноков Денис Александрович

**ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ УГОЛКОВЫХ АНКЕРНЫХ  
УПОРОВ В МОНОЛИТНЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
ПЕРЕКРЫТИЯХ**

2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация  
на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель  
Доктор технических наук, профессор  
Тонких Геннадий Павлович

Москва – 2023

## Оглавление

Введение.....	4
Глава 1. Состояние вопроса и задачи исследования .....	13
1.1 Особенности работы сталежелезобетонных изгибаемых конструкций .....	13
1.2 Анализ экспериментальных исследований работы объединительных элементов в сталежелезобетонных изгибаемых конструкциях .....	32
1.3 Обзор отечественной и зарубежной нормативной документации по расчету сталежелезобетонных перекрытий.....	55
1.4 Выводы к Главе 1 (постановка цели и задач исследования).....	61
Глава 2. Методика расчета уголкового анкерного упора в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях .....	65
2.1 Напряженно-деформируемое состояние монолитных сталежелезобетонных перекрытий .....	65
2.2 Расчет уголкового анкерного упора в перекрытиях, устроенных по съемной опалубке .....	70
2.3 Расчет уголкового анкерного упора в перекрытиях, устроенных по несъемной опалубке в виде профилированного настила.....	76
2.4 Разработка методики расчета сталежелезобетонных балочных перекрытий с частичным объединением уголковыми упорами .....	81
2.5 Выводы к главе 2 .....	87
Глава 3. Экспериментальное исследование прочности и деформативности уголкового анкерного упора .....	89
3.1 Разработка схемы и программы экспериментального исследования .....	89
3.2 Разработка методики оценки прочности и деформативности уголкового анкерного упора и дюбельных соединений .....	101
3.3 Результаты испытаний дюбельных соединений и бетона.....	106
3.4 Оценка прочностных и деформативных характеристик уголкового анкерного упора в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях без профилированного настила.....	112
3.4.1 Влияние высоты, ориентации упора, прочности бетона и механизмов разрушения на прочность анкерной связи.....	124
3.4.2 Влияние высоты, ориентации упора, прочности бетона и механизмов разрушения на деформативность анкерной связи .....	131
3.4.3 Определение нормативных и расчетных характеристик анкерного упора.....	134

3.5	Оценка прочностных и деформативных характеристик уголкового анкерного упора в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях с профилированным настилом.....	139
3.5.1	Результаты сдвиговых испытаний.....	140
3.5.2	Оценка результатов испытаний образцов с профилированным настилом .....	153
3.5.3	Уточнение коэффициента редукиции для уголкового анкерного упора.....	161
3.6	Выводы к главе 3 .....	168
Глава 4.	Численный анализ работы монолитных сталежелезобетонных перекрытий с уголковыми анкерными упорами .....	171
4.1	Численное моделирование работы уголкового анкерного упора в программном комплексе Ansys Mechanical.....	171
4.2.1	Разработка модели.....	171
4.2.2	Результаты моделирования и сравнение их с экспериментом .....	178
4.2	Сравнение результатов расчета сталежелезобетонного балочного перекрытия по СП 266.1325800 и авторской методике .....	185
4.3	Численное моделирование работы сталежелезобетонного балочного перекрытия с уголковыми анкерными упорами в программном комплексе Лира-САПР .....	194
4.4	Конструирование сталежелезобетонных перекрытий с несъемной опалубкой из профилированного настила .....	201
4.5	Выводы к главе 4 .....	207
	Заключение .....	210
	Список обозначений.....	213
	Список литературы .....	216
	Приложение А. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ .....	232
	Приложение Б. Справка о внедрении результатов диссертационной работы .....	233
	Приложение В. Чертежи испытательных образцов по второму и третьему этапу экспериментального исследования .....	234

## Введение

**Актуальность темы.** Актуальность темы обусловлена возрастающей популярностью применения сталежелезобетонных конструкций в гражданском и промышленном строительстве. В частности, в 2016 году выпущен свод правил СП 266.1325800 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования», реализован ряд знаковых объектов, сочетающих данный вид конструкций с традиционными (реконструкция павильона «Космос» на ВДНХ, г. Москва, башня Лахта-центра, г. Санкт-Петербург, здания Дальневосточного Федерального университета, г. Владивосток). Наиболее широкое применение среди различных типов сталежелезобетонных конструкций имеют перекрытия, выполненные по схеме комбинированных балок. Подобные перекрытия устраиваются по профилированному настилу, выполняющему роль несъемной опалубки, а в некоторых случаях еще и внешнего армирования растянутой зоны железобетонной плиты. Для включения монолитной железобетонной плиты в совместную работу со стальным каркасом применяют анкерные упоры различных конфигураций, которые воспринимают сдвигающую нагрузку между элементами сталежелезобетонной конструкции при изгибе. Применение анкерных упоров позволяет повысить несущую способность монолитных железобетонных перекрытий, опертых на стальную балочную клетку. Однако, применение профилированного листа в составе монолитного сталежелезобетонного перекрытия в качестве несъемной опалубки негативно влияет на эффективность конструкции объединения вследствие того, что часть бетона выключается из передачи нагрузки на анкерные упоры. Данная проблема достаточно полно изучена относительно стальных приварных анкеров круглого сечения, применяемых преимущественно в мостостроении. Для промышленного и гражданского строительства в ряде случаев более целесообразным представляется применение уголковых анкерных упоров, закрепляемых на опорных металлических конструкциях с помощью дюбелей, поскольку позволяет снизить трудоемкость монтажа перекрытий за счет исключения сварочных работ. Вопрос влияния



геометрических характеристик стального профилированного настила на прочность и деформативность уголковых анкерных упоров не изучен достаточно полно.

**Степень разработанности темы исследования.** Исследованиями работы монолитных сталежелезобетонных перекрытий занимались Айрумян Э.Л., Алмазов В.О., Бактыгулов К., Жулидов В.Л., Замалиев Ф.С., Карповский М.Г., Катин Н.И., Кваша А.А., Конин Д.В., Крылов С.Б., Марков Б.П., Попов Г.Д., Санников И.В., Соловьев Г.Н., Стрелецкий Н.Н., Тамразян А.Г, Травуш В.И., Трекин Н.Н., Хаютин Е.И., Шорохов Г.Г., Грант Дж. А., Джонсон М. Р., Дрискол Г., Лунгерсхаузен Г., Митчелл Д., Рэмбо-Родденберри Д., Слаттер Р., Хигс С., Хоукинс Н., Юань Х..

Большая часть отечественных исследований рассматривает анкерные упоры как дополнительный элемент, обеспечивающий включение профилированного настила в совместную работу с железобетонной плитой (помимо специальных ребер и выштамповок), что позволяет учитывать настил в качестве внешнего армирования. Однако вопрос обеспечения совместной работы железобетонной плиты с опорными стальными балками за счет применения анкерных упоров изучен недостаточно.

Большинство исследований, посвященных изучению сталежелезобетонных балочных перекрытий с монолитными плитами, устроенными по несъемной опалубке из профилированного настила, в качестве конструкции объединения рассматривают анкерные упоры в виде приварных стержней круглого сечения. Сталежелезобетонные перекрытия с анкерными упорами других типов (в частности, упоров, закрепляемых с помощью дюбелей) в нашей стране практически не исследовались. По этой причине методика расчета сталежелезобетонных перекрытий, применяемая в России, не учитывает особенностей работы таких анкерных упоров в составе комбинированной конструкции. Среди зарубежных исследований, посвящённых изучению прочностных и деформативных свойств упоров, закрепляемых с помощью

дюбелей, стоит отметить работы Кризинела М., Пелешки К., Кульманна У., Глухович Н., Эггерта Ф..

Ввиду вышесказанного существует необходимость в проведении исследования прочности и деформативности уголковых анкерных упоров, закрепляемых с помощью дюбель гвоздей, в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях с плитами, устраиваемыми по несъемной опалубке в виде стального профилированного настила с последующим совершенствованием существующей методики расчета.

**Научно-техническая гипотеза** заключается в предположении, что уголковые анкерные упоры, применяемые в качестве конструкции объединения сталежелезобетонных балочных перекрытий, сохраняют несущую способность при значительных пластических деформациях и могут считаться податливыми при расчетах сталежелезобетонных перекрытий.

**Целью диссертационной работы** является оценка напряженно-деформируемого состояния (НДС) уголковых анкерных упоров с последующим совершенствованием методики их расчета и проектирования в составе сталежелезобетонных балочных перекрытий.

**Для достижения поставленной цели решены следующие задачи:**

– выполнен анализ отечественных и зарубежных исследований сталежелезобетонных перекрытий с конструкцией объединения на анкерных упорах различных конфигураций;

– подготовлено теоретическое обоснование для учета податливости упоров при расчете конструкции объединения и влияния геометрических характеристик стального профилированного настила на их прочность и деформативность;

– разработана программа экспериментальных исследований работы уголковых анкерных упоров, включающая в себя выбор методики испытаний и разработку методики оценки результатов испытаний;

– проведены исследования НДС угловых анкерных упоров, включающих в себя испытания угловых анкерных упоров в составе фрагментов сталежелезобетонных перекрытий, устроенных по съемной и несъемной опалубке из профилированных настилов, численное моделирование работы упора и численное моделирование сталежелезобетонного балочного перекрытия;

– выполнено численное моделирование работы сталежелезобетонного перекрытия, объединенного гибкими угловыми упорами;

– разработаны предложения по совершенствованию методики расчета и проектирования сталежелезобетонных перекрытий с учетом податливости угловых анкерных упоров;

– разработана программа для ЭВМ, позволяющей выполнять предварительные расчеты конструкции объединения по предложенной методике.

**Объектом исследования** являются монолитные сталежелезобетонные балочные перекрытия, устраиваемые по съемной и несъемной опалубке из профилированного настила с конструкцией объединения на угловых анкерных упорах, закрепляемых дюбель-гвоздями.

**Предметом исследования** является напряженно-деформированное состояние конструкции сдвигового соединения сталежелезобетонного перекрытия на угловых анкерных упорах.

**Научную новизну работы составляют:**

– экспериментальные данные по несущей способности и коэффициентам жесткости для конструкции объединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий в виде угловых анкерных упоров, устроенных по съемной и несъемной опалубке в виде стального профилированного настила;

– методика моделирования конструкции объединения на угловых анкерных упорах, закрепляемых с помощью дюбелей методом конечных элементов;

- анализ напряженно-деформированного состояния угловых анкерных упоров в балочных перекрытиях, устроенных по съемной и несъемной опалубке из профилированного настила различной конфигурации;

- зависимость несущей способности и деформативности угловых анкерных упоров от геометрических характеристик профилированного настила и конструктивных особенностей размещения упоров внутри гофр настила, выраженная через коэффициент редукции  $k_r$ .

- методика расчета сталежелезобетонного перекрытия с объединением угловыми анкерными упорами, закрепляемыми с помощью дюбель-гвоздей, учитывающая податливость упоров и геометрические характеристики профилированного настила на сдвиговое сопротивление упоров;

#### **Теоретическая значимость работы:**

- исследование напряженно-деформированного состояния конструкции объединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий, устроенных по съемной и несъемной опалубке;

- проведение численного исследования напряженно-деформируемого состояния углового анкерного упора в монолитном сталежелезобетонном перекрытии на основании результатов выполненных экспериментов;

- разработка методики расчета сталежелезобетонных балочных перекрытий на гибких анкерных упорах с учетом их податливости и влияния геометрии профилированного настила (в случае его применения в качестве несъемной опалубки) на их несущую способность.

#### **Практическая значимость работы:**

- определяется возможностью использования разработанной программы для ЭВМ по расчету монолитных сталежелезобетонных перекрытий, объединенных угловыми анкерными упорами по предложенной методике;

- определяется разработанными практическими рекомендациями по проектированию сталежелезобетонных перекрытий с монолитными плитами, устроенными по несъемной опалубке из профилированного настила, с

применением уголковых анкерных упоров, закрепляемых дюбель-гвоздями в качестве конструкции объединения;

**Методологической основой диссертационного исследования послужили:** труды российских и зарубежных ученых, включающих в себя изучение работы анкерных упоров в составе сталежелезобетонных перекрытий различной конфигурации и общепринятые методы расчетов сталежелезобетонных конструкций с учетом нелинейных свойств материалов.

**Положения, выносимые на защиту:**

– результаты экспериментальных исследований узлов объединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий с плитами, устроенными по съемной и несъемной опалубке в виде стального профилированного настила;

– результаты численного моделирования напряженно-деформируемого состояния уголкового анкерного упора, закрепляемого дюбель-гвоздями, в составе фрагмента сталежелезобетонного перекрытия;

– методика расчета сталежелезобетонного балочного перекрытия с частичным объединением, устроенного по съемной или несъемной опалубке из профилированного настила, с применением уголковых анкерных упоров, закрепляемых с помощью дюбель-гвоздей на статическую нагрузку.

**Степень достоверности и апробация результатов исследования** подтверждается использованием методов испытаний для изучения прочностных и деформативных свойств элементов сталежелезобетонного перекрытия, поверенным и аттестованным испытательным оборудованием, и результатами экспериментов. Достоверность предложенной методики расчета подтверждается сравнением полученных результатов с экспериментальными данными. Выводы и результаты работы были положительно оценены и внедрены в строительную практику. Полученные результаты были полноценно отражены в публикациях, выполненных по теме диссертационного исследования и в докладах на научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры НИУ МГСУ (Москва, 2020),

международной научной конференции International Conference on Recent Innovations (Ироду, 2020), XIV Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 2021), международной научной конференции II Scientific Conference "Modelling and methods of structural analysis" (Москва, 2021), международной научной конференции International Scientific conference on Advance in Civil Engineering «Construction the formation of living environment» FORM-2023 (Ташкент, 2023).

**Личный вклад автора** в научные результаты, полученные в данной работе, заключается в выборе объекта и методики исследования, разработке программы проведения экспериментальных исследований, получении и обработке результатов лабораторных испытаний с их обобщением и анализом, проведении численного моделирования эксперимента, разработке методики расчета монолитных сталежелезобетонных перекрытий с применением уголковых анкерных упоров, закрепленных дюбель-гвоздями.

**Публикации.** Материалы диссертации изложены в 8 научных публикациях, 5 из которых опубликованы в журналах, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук (Перечень рецензируемых научных изданий), и 2 работы опубликованы в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus:

1. Чесноков Д.А., Плуталов М.С. Применение анкерных упоров в сталежелезобетонных плитах // Сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры НИУ МГСУ. Москва, 2020. С. 329-331.

2. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Огнестойкость конструкции, обеспечивающей сдвиговое соединение сталежелезобетонных балок // Строительство и реконструкция, 2020. №6(92). С. 59-65.

3. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Behavior investigation of powder actuated shear connectors in composite beams with profiled sheeting // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering, 2021 №1070. С. 10. doi:10.1088/1757-899X/1070/1/012104

4. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Экспериментальное исследование сдвигового соединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий на уголковых анкерных упорах // Вестник МГСУ, 2021. №2. С. 144-152. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.144-152

5. Конин Д.В, Крылов А.С., Чесноков Д.А. Оценка результатов испытания уголковых анкерных упоров на сдвиговое воздействие // Строительная механика и расчет сооружений, №3. 2021. С. 16-26.

6. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Влияние податливости анкерных упоров на сейсмостойкость сталежелезобетонного перекрытия // Сейсмостойкое строительство, 2021. №4. С. 28-35.

7. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Расчет сдвигового сопротивления уголковых анкерных упоров в плитах сталежелезобетонных перекрытий, устроенных по профилированному настилу // Промышленное и гражданское строительство, 2022. №7. С. 17-23.

8. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Design Of Composite Beams With Concreted Slabs On Steel Metal Deck // Proceedings of the II Scientific Conference “Modelling and Methods of Structural Analysis” AIP Conf. Proc. 2497, 020006, 2023. С. 12.

По результатам работы получено Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ по расчету сдвигающих усилий в шве объединения сталежелезобетонной балки «СТЖБ-1» (Авторское свидетельство №2022669022 от 14.10.2022).

Диссертационная работа докладывалась на научном семинаре кафедры железобетонных и каменных конструкций ФГБОУ ВО НИУ МГСУ в полном объеме.

**Структура диссертации.** Диссертация включает в себя введение, 4 главы, заключение, список литературы и три приложения. Общий объем работы 246

страниц, в том числе, 212 страниц основного текста, включающего 151 рисунок и 39 таблиц. Количество источников использованной литературы – 147, в том числе 56 зарубежных источников.

**Содержание диссертации** соответствует п.п. 1, 3 Паспорта научной специальности 2.1.1 – Строительные конструкции, здания, сооружения:

– Построение и развитие теории, разработка аналитических и вычислительных методов расчёта механической безопасности и огнестойкости, рационального проектирования и оптимизации конструкций и конструктивных систем зданий, и сооружений.

Работа выполнена на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ».

Автор выражает благодарность коллективу испытательной лаборатории «ЛИСМИиК НИУ МГСУ» за помощь в проведении натурного эксперимента и руководству АО «Хилти Дистрибьюшн ЛТД» за возможность использовать материально-техническую базу компании при подготовке исследования.

Автор выражает особую благодарность научному руководителю Геннадию Павловичу Тонких за уделенное время и ценные замечания на каждом их этапов подготовки диссертации.

Автор выражает глубокую признательность коллективу кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» за оказанную помощь в подготовке данной работы, высказанные замечания и большую поддержку.

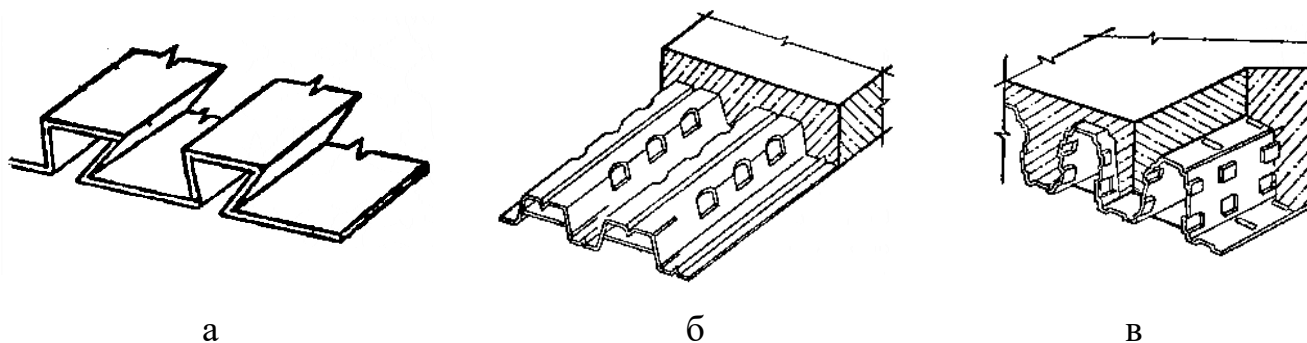


## Глава 1. Состояние вопроса и задачи исследования

### 1.1 Особенности работы сталежелезобетонных изгибаемых конструкций

Согласно классификации, принятой в СП 266.1325800.2016, конструкции, выполненные из монолитного или сборного железобетона, конструкционной стали и/или профилированного настила, в которых обеспечена их совместная работа, являются сталежелезобетонными [62]. В научно-технической литературе также широко распространён термин «комбинированные конструкции». По характеру воспринимаемых нагрузок такие конструкции делятся на изгибаемые и сжимаемые. К изгибаемым конструкциям относятся комбинированные плиты и комбинированные балки. К сжатым конструкциям относятся монолитные железобетонные трубобетонные колонны и монолитные железобетонные колонны с жесткой арматурой, выполненной из стальных прокатных профилей.

Комбинированная плита представляет собой монолитную железобетонную конструкцию, устроенную по стальному профилированному настилу, который играет роль внешнего армирования и несъемной опалубки. За счет раскрепления профилированного настила такое перекрытие образует горизонтальный диск, обеспечивающий пространственную работу каркаса за счет своей жесткости, и позволяет уменьшить число связей в каркасе, что создает большую свободу объемно-планировочных решений. Анкеровка профилированного настила к бетону может осуществляться за счет геометрии профиля (рисунок 1.1 а), просечек и выштамповок на поверхности настила (рисунок 1.1 б-в), либо за счет дополнительных анкерующих элементов, привариваемых с помощью контактной сварки к поверхности настила до бетонирования плиты (рисунок 1.1 г-е).



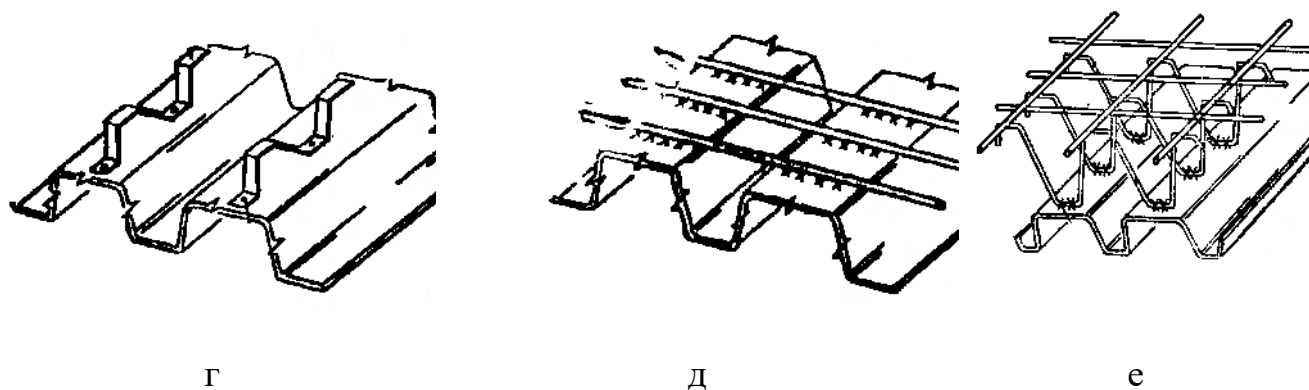


Рисунок 1.1 – Способы анкеровки стального профилированного настила к монолитной железобетонной плите

Первые исследования работы железобетонных изгибаемых элементов с листовым армированием в СССР принадлежат Г.И. Бердичевскому, И.К. Стрелецкому, И.И. Панарину, Р.В. Воронкову и Ф.Е. Клименко, А.П. Васильеву [9]. После организации в 1968 г. массового производства гладкостенных холодногнутых оцинкованных профилированных настилов, в СССР был замечен рост числа исследований изгибаемых композитных конструкций, устроенных по профилированному настилу с включением его в работу в качестве внешнего армирования монолитных плит. При таком использовании профилированного настила проектировщики и строители сталкиваются с тремя проблемами: несущая способность профилированного настила, обеспечение достаточного сцепления листа с бетоном и его огнезащита.

В.Л. Жулидов исследовал работу монолитных железобетонных плит, устроенных по профилированному настилу в качестве несъемной опалубки на действие местной сосредоточенной нагрузки [26]. Для обеспечения совместной работы бетона и стального настила было предложено использовать приварку горизонтальных стержней к верхним полкам настила в направлении поперек гофр. Одним из результатов исследования явилась расчетная формула для определения сдвиговых усилий в плите, соответствующая первой группе предельных состояний. На основании выводов из данной работы были выпущены «Рекомендации» [49], которые были приняты институтами «Уралгипромет» и «Свердловскгражданпроект» для проектирования новых гражданских и промышленных объектов.

Особый интерес представляют работы, в которых исследовались различные способы обеспечения сцепления профилированного настила с бетоном. Известно, что сцепление между любым видом армирования и бетоном носит сложный характер и складывается из трех компонентов: механического зацепления материалов; силы трения, возникающей на поверхности арматуры вследствие усадки бетонной смеси и склеивания благодаря коллоидной массе цементного теста. Перечисленные факторы трудно поддаются разделению в процессе эксперимента, поэтому, как правило, оцениваются в совокупности. Экспериментальными исследованиями сил сцепления профилированного настила с бетоном посвящены работы Б.П. Маркова [40], Ю.С. Мартынова [42], Дж. О. Бройсона [97]. По результатам проведенных исследований можно сделать вывод, что использование упоров для объединения балок позволяет значительно увеличить их сопротивление сдвигу на контакте «сталь - бетон». В частности, по сравнению с балками, не объединенными упорами и воспринимающими сдвиговые усилия за счет силы трения бетона о сталь, комбинированные балки, показали в 4-5 раз большее сопротивление сдвигу по контактному шву.

И.В. Санников исследовал механизмы разрушения монолитных железобетонных плит, армированных профлистом при поперечном изгибе. В качестве анкерующих связей применялись стержни  $\varnothing 3-4$  мм, приваренные к поверхности профлиста точечной сваркой [54]. В.Б. Сергеев совместно с Ю.С. Мартыновым исследовали в Белорусском политехническом институте способы анкеровки профилированного листа в бетонных плитах перекрытий ленточными связями, изготовленными из полос стального профилированного настила [41].

В 1982 г. Челябинский завод профилированных настилов освоил выпуск настила Н 80А-674-1,0 с рифлёными стенками гофр. А.А. Кваша исследовал работу монолитных железобетонных плит, в которых в качестве внешней арматуры применялся данный профилированный настил [34]. Большой практический вклад в развитие методики расчета комбинированных плит внесли Э.Л. Айрумян [1, 2, 3] и А.Г. Тамразян [73, 74].

Несмотря на достаточную изученность данного вопроса и существование апробированных методик, в настоящее время в России несущая способность профилированного листа, армирующего перекрытие, как правило не учитывается из-за сложностей в обеспечении его огнезащиты. Таким образом, единственным относительно распространённым в реальной практике видом комбинированной изгибаемой конструкции является сталежелезобетонная балка.

Сталежелезобетонное балочное перекрытие состоит из железобетонной плиты (как правило, монолитной, реже – сборной) и стальной балки, которые образуют единое составное сечение за счет объединения анкерными упорами, или посредством обетонирования стальной балки. При проектировании сталежелезобетонных балок возможны три типа компоновки поперечного сечения:

1. Железобетонная плита располагается в преимущественно сжатой, стальная балка в преимущественно растянутой зонах (рисунок 1.2 е) - наиболее рациональный и распространённый подвид композитной балки. Известна конструкция сталежелезобетонной балки, устроенной без применения анкерных упоров, совместная работа в которой обеспечивается за счет частичного обетонирования верхней полки стального сечения с применением арматурных замков [83];

2. Сталежелезобетонные балки с обетонированным стальным профилем, играющим роль жесткой арматуры (рисунок 1.2 б, г, е, ж). Применяется преимущественно в зданиях и сооружениях с большими пролетами и эксплуатационными нагрузками [81];

3. Железобетонная плита располагается в растянутой зоне (рисунок 1.2 з, и). Встречается в некоторых типах жилых и административных зданий, где подобная компоновка сечения, обусловленная архитектурными и эстетическими требованиями.

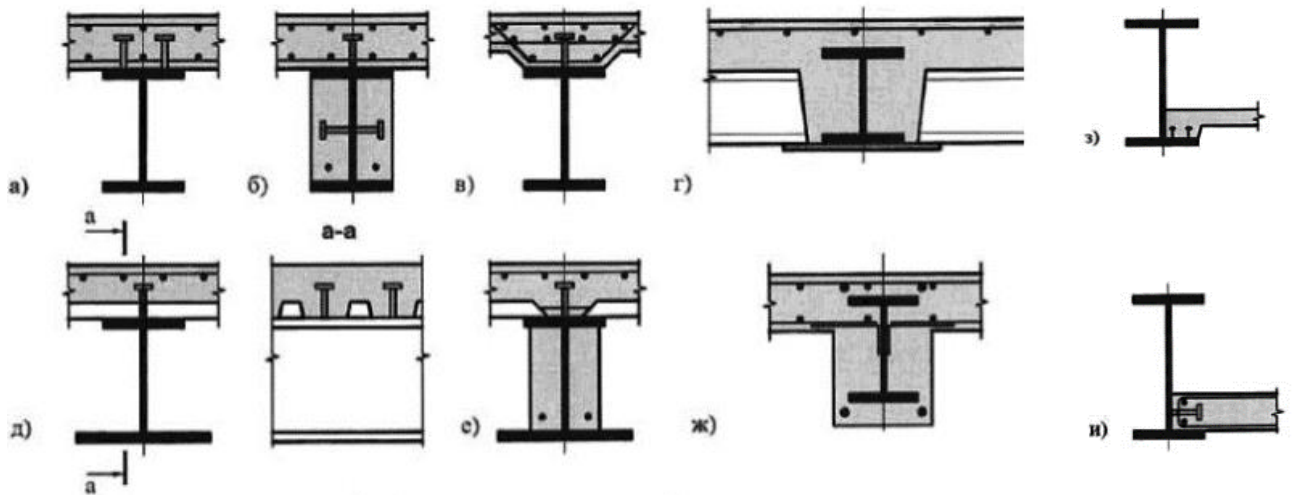


Рисунок 1.2 – Типы компоновки сечения комбинированных балок

При изгибе балки в ее сечении возникают касательные напряжения, действующие перпендикулярно поперечному сечению. Если на комбинированную балку действует значительная нагрузка, эти напряжения не могут быть компенсированы силой трения между плитой и стальным профилем. В этом случае касательные напряжения могут привести к перемещению плиты относительно стальной балки. Величина предельного сцепления бетонной плиты со стальной балкой без применения специальных средств составляет всего 9-12 кг/см<sup>2</sup> [40, 41]. Для того, чтобы сделать так, чтобы разнородные материалы вели себя согласованно, объединительные элементы (анкерные упоры) различных конфигураций устанавливаются на верхней полке стальной балки. Это позволяет компенсировать возникающую на границе двух материалов сдвигающую силу и обеспечить их совместную работу (рисунок 1.3). Присутствие анкерных упоров в контактном шве повышает сцепление стали и бетона до 42-46 кг/см<sup>2</sup>, вне зависимости от класса прочности бетона [71].

Проведенные эксперименты [71, 86] показали, что при однократном статическом нагружении сцепление в зоне контакта «сталь - бетон» нарушается до наступления предельного состояния упоров. При повторных статических и квазистатических нагружениях сцепление сравнительно быстро нарушается, после чего усилие сдвига передаются практически только через анкерные упоры. По этой

причине проектирование сталежелезобетонной конструкции перекрытия без анкерных упоров считается нецелесообразным [86].

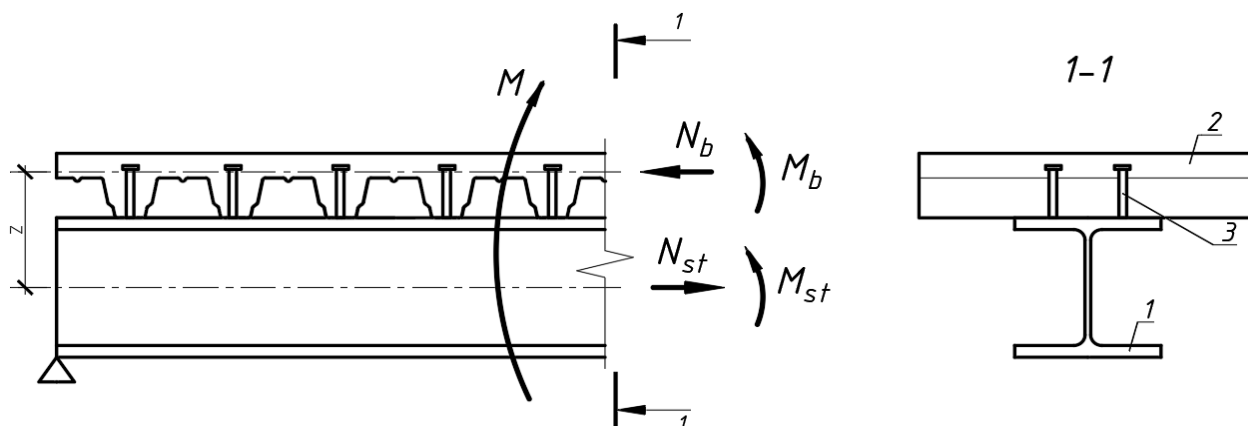


Рисунок 1.3 – Схема распределения усилий в комбинированной балке при изгибе:

1 – стальная балка; 2 – железобетонная плита; 3 – анкерные упоры.

$M$  – изгибающий момент от нагрузки;  $M_b$  – момент в плите;  $M_{st}$  – момент в стальной балке;  $N_b$  – продольная сила в бетоне;  $N_{st}$  – продольная сила в стальной балке;  $z$  – плечо пары сил.

Анкерные упоры могут быть классифицированы по нескольким признакам, включая их геометрические характеристики, способ монтажа и податливость [77].

Податливость характеризует допустимую деформацию анкерного упора при воздействии сдвиговой нагрузки. В СП 266.1325800 [62] данный параметр не нормируется. Согласно классификации EN1994-1 [104], анкерный упор считается податливым, если его деформация, измеренная во время специальных испытаний на уровне нормативного сопротивления упора сдвигу, превышает 6 мм. Если при конструктивная деформативность упора ограничена, он считается жестким [78].

По геометрическим характеристикам анкерные упоры подразделяются на упоры в виде стержней (рисунок 1.4 а), швеллеров (рисунок 1.4 б), уголков (рисунок 1.4 в), петель (рисунок 1.4 г), «усов» (рисунок 1.4 д) и т.д. [32].

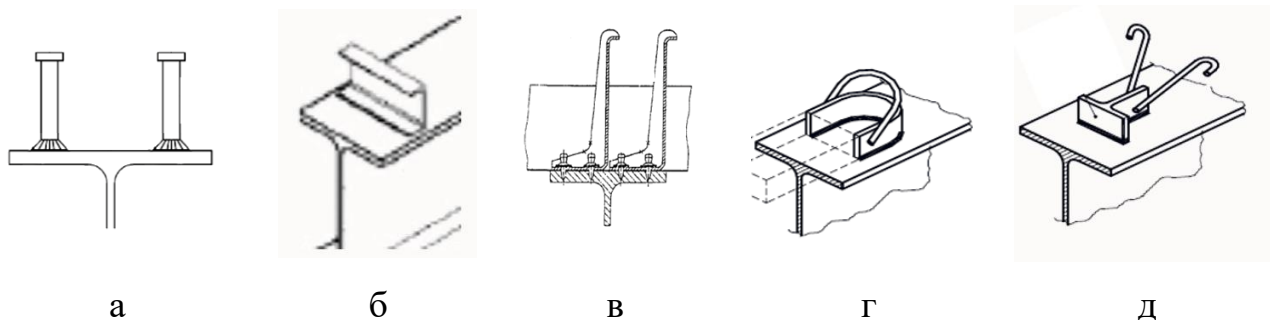


Рисунок 1.4 – Типы анкерных упоров

По способу монтажа анкерные упоры подразделяются на приварные и устанавливаемые с помощью пороховых монтажных пистолетов [77].

Анкерные упоры могут быть приварены как в процессе производства металлоконструкций в заводских условиях, так и непосредственно на строительной площадке. При производстве работ на строительной площадке наиболее часто применяют ручную или полуавтоматическую электродугую сварку.

В 1930-е гг. в Швейцарии была разработана балочная система «Альфа», которая представляла собой стальные двутавровые балки, к верхнему поясу которых в заводских условиях приваривались стальные спирали (рисунок 1.5) [72]. В 40-50-е гг. XX в. в ряде европейских стран для этой задачи применялись петлевые наклонные и вертикальные анкеры, которые могли дополняться кусками квадратной стали. После 60-х гг. наметилась тенденция перехода к конструкциям объединения в виде высокопрочных болтов или привариваемых стержней, в силу наибольшей простоты в их изготовлении.



Рисунок 1.5 – Объединение железобетона и стали в балках системы «Альфа»

В СССР в разные годы были испытаны различные виды приварных объединительных конструкций. Б.П. Марков в 1954-1955 годы занимался исследованием работы жестких упоров из прокатных уголков и гибких упоров в виде приварных петель [40]. В ЦНИИСе в 1958-59 годы были исследованы образцы с дугообразными и двухстенчатыми упорами [71].

В 1947 году американец Т. Нельсон запатентовал метод дуговой приварки стержней с защитой кармическим флюсовым кольцом [47]. Стад-болты (болты Нельсона), круглые стержни со стальной шляпкой [22], в последствии стали промышленным стандартом в мостовом, гражданском и промышленном строительстве во многих странах (рисунок 1.6). Популярность этого метода в США

и странах Евросоюза обусловлена высокой технологичностью производственного процесса и возможностью осуществлять приварку непосредственно через профилированный настил. Процесс приварки осуществляется следующим образом: стад-болт с керамическим кольцом устанавливается на фланец металлической конструкции (рисунок 1.7 а). После этого за счет сварочного пистолета происходит подъем стад-болта и зажигание электрической дуги (рисунок 1.7 б). Торец привариваемого элемента и поверхность базового материала расплавляются. Если в конструкции в качестве несъемной опалубки применяется профилированный настил, в месте приварки образуется аккуратное отверстие (рисунок 1.7 в). При достижении необходимой температуры свариваемых элементов происходит погружение торца стад-болта в сварочную ванну, после чего происходит отключение тока (рисунок 1.7 г). При остывании сварного шва происходит кристаллизация соединения (рисунок 1.7 д). После окончания монтажа керамическое кольцо удаляется вручную. Данный способ устройства конструкции объединения также применяется в России [65], однако уступает по популярности приварным упорам из черного металла ввиду потребности в специализированном сварочном оборудовании и квалифицированном сварщике.



Рисунок 1.6 Общий вид стад-болтов фирмы Нельсон

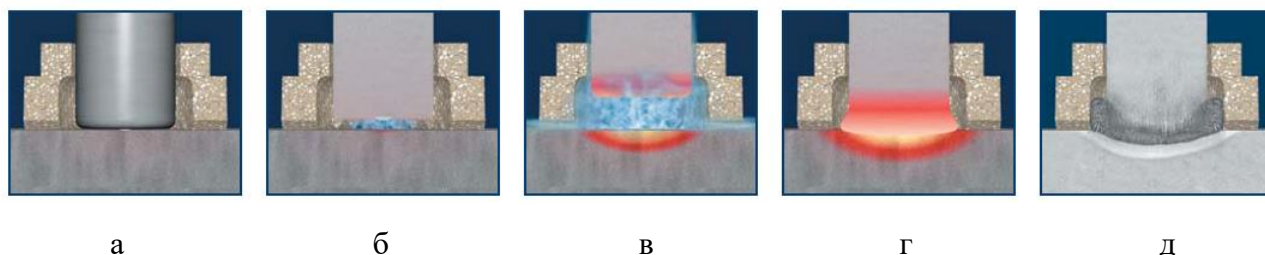


Рисунок 1.7 Процесс полуавтоматической дуговой приварки стад-болтов



В 1957 году в Лихтенштейне компанией Hilti был разработан первый в мире пороховой монтажный пистолет, позволяющий осуществлять крепление различных конструктивных элементов к бетону, стали, каменной кладке и другим строительным материалам с помощью стальных дюбель-гвоздей. Развивая данную технологию, в начале 1980-х годов компания представила на рынок уголкового анкерные упоры X-NVB, прикрепляемые к стальному основанию пороховым монтажным пистолетом с помощью двух дюбель-гвоздей (рисунок 1.8). Дюбель-гвоздь проникает в базовый материал за счет значительной (до 900 Дж) кинетической энергии выстрела, вызывая его уплотнение вокруг крепежного элемента. Дюбель-гвоздь держится в стали за счет трения, обжата и спекания острия дюбель-гвоздя с базовым материалом (рисунок 1.9) [52]. Уголкового упоры X-NVB могут применяться для устройства сталежелезобетонных балочных перекрытий по съемной опалубке или по несъемной в виде стального профилированного настила толщиной до 2,0 мм. Аналогичная система была представлена итальянской фирмой Tescaria: анкерный упор круглого сечения, закрепленный на опорной пластине, через которую осуществляется крепление анкерного упора дюбель-гвоздями (рисунок 1.10) [53].



Рисунок 1.8 – Общий вид уголкового упора Hilti X-NVB

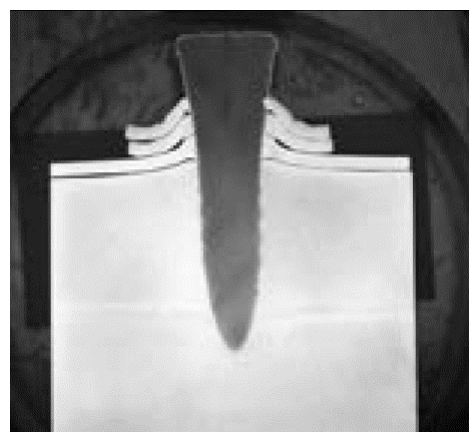


Рисунок 1.9 – Дюбель-гвоздь Hilti X-ENP 21 в разрезе, установленный в стальное основание с помощью порохового монтажного пистолета



Рисунок 1.10 – Общий вид анкерного упора Tecnaria STF Connector

В начале 2000-х гг. в Швейцарии был разработан и испытан новый вид упоров, монтируемых с помощью порохового монтажного пистолета, изготовленных из тонких холодногнутых листов, также прикрепляемых к стальному основанию при помощи порохового монтажного пистолета [103,133], который, однако, широкого коммерческого распространения не получил. Популярность методов установки анкерных упоров с помощью техники прямого монтажа обусловлена более высокой производительностью по сравнению со сваркой за счет сокращения времени на подготовку и настройку оборудования, его заземление, дополнительного крепления профилированного настила самонарезающими винтами и контроль качества.

Также известен способ устройства болтовых анкерных упоров, прикрепляемых к верхней полке стальной балки с помощью гаек (рисунок 1.11) [135] или специальных скоб [32]. Применение данного типа объединительных деталей вместе с плитами перекрытия из сборного железобетона позволяет минимизировать мокрые процессы при производстве работ и тем самым сократить сроки возведения здания. Несмотря на это и ряд других достоинств, данный способ в практике промышленного и гражданского строительства широкого распространения не получил.

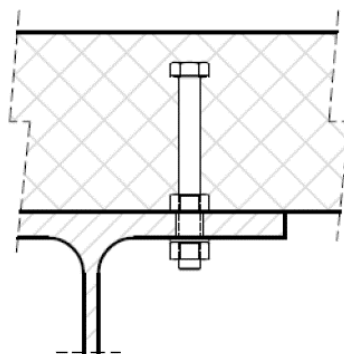


Рисунок 1.11 – Общий вид болтового анкерного упора

Расчет объединительных элементов комбинированной балки включает в себя их проверку по прочности при воздействии сдвигающей силы и проверку прочности крепления упора к стальному основанию (прочность сварного шва или дюбель-гвоздей на срез, в зависимости от вида применяемой технологии). При расчете по прочности на сдвиг необходимо определить эффективную ширину железобетонного сечения. Затем определяются геометрические характеристики расчетного сечения с учетом эффективной ширины. Благодаря этому, мы можем определить внутренние напряжения в стальной балке, бетоне и арматуре, а также определить величину сдвигающей силы на уровне шва объединения. По эпюре сдвигающих сил подбирается необходимое количество анкерных упоров, размещаемых вдоль балки. При этом, как правило, проводится проверка прочности самих упоров по стали, из которой упор изготовлен, и по бетону – наименьшее из них используется при проверке сопротивления соединения сдвигу.

В стальных железобетонных балках с плитами, устроенными по плоской съемной опалубке, анкерные упоры подвергаются сложному деформируемому состоянию, связанному с изгибом анкерного упора и смятием бетона. [31, 80]. Характер работы стержневого или уголкового упора может быть описан с помощью модели Г. Лунгерсхаузена [127] (рисунок 1.12). Считается, что интенсивность сдвигающих усилий при изгибе перекрытия распределяется по бетону вдоль упора неравномерно, и большая их часть приходится в зону у основания упора (А) под небольшим углом  $\beta$ . Концентрация напряжений в этой зоне приводит к локальному разрушению бетона, что в свою очередь вызывает

перераспределение усилий вдоль остальной части упора (В). В то время как верхняя часть упора остается как бы заанкеренной в остальной части бетонной плиты, его нижняя часть перемещается, вызывая изгибающие и растягивающие усилия в теле упора (С). В результате головка упора вызывает опорную реакцию в сжатой зоне плиты, что в свою очередь оказывает дополнительное сопротивление упора сдвигу за счет сил трения в зоне между плитой и стальной балкой (D) [132]. В случаях, если бетон оказывается достаточно прочным, конструкция объединения в виде стад-болтов или уголковых упоров показывают определенную пластичность и разрушается в результате среза упора по стали у основания [78].

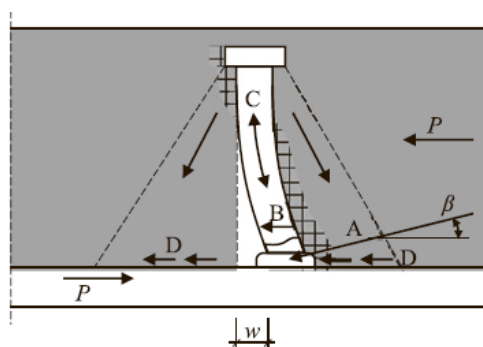


Рисунок 1.12 – Модель Лунгера для описания НДС стержневого анкерного упора в составе сталежелезобетонного перекрытия с плитой, устроенной по плоской опалубке [132]

При устройстве сталежелезобетонных балочных перекрытий по несъемной опалубке в виде профилированного настила, характер работы анкерных упоров зависит от геометрии бетонных ребер, образованных гофрами настила. В общем случае, при размещении анкерного упора в ребре происходит преждевременное разрушение бетона у основания упора. Это повышает величину изгибающих усилий, действующих на упор (В и С), что в конечном счете снижает сопротивление упоров сдвигу ( $P_1$  на рисунке 1.13). Если упоры обладают высокой пластичностью, возникает дополнительное сжимающее усилие в сжатой зоне бетонной плиты, передаваемое через головку упора, о чем свидетельствует второе пиковое значение на некоторых графиках «нагрузка-деформация» ( $P_2$  на рисунке 1.13). Это приводит к разрушению бетона по конусу вокруг упора или, в отдельных случаях, разрыв упора по поперечному сечению. Модель Г. Лунгера не

была оцифрована, но получила свое развитие в ряде исследований работы стальных болтов [132].

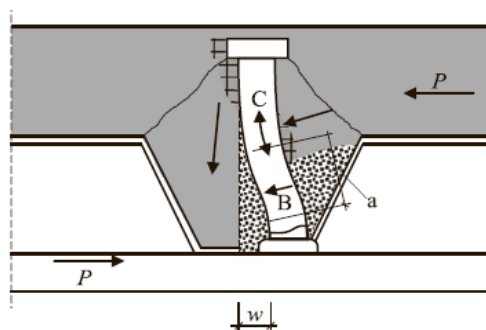


Рисунок 1.13 – Модель Лунгерсхаузена для описания НДС стержневого анкерного упора в составе сталежелезобетонного перекрытия с плитой, устроенной по несъемной опалубке из стального профилированного настила [132]

Основным недостатком модели Г. Лунгерсхаузена считается ограниченность области ее применения: при рассмотрении конструкции объединения сталежелезобетонного перекрытия с плитой, устроенной по профилированному настилу, она рассматривает только один механизм разрушения анкерной связи, а именно вырыв упора из бетона. Исследование Н. Хоукинса и Д. Митчелла [112], одним из первых показало, что при испытании образцов с различными типами профилированного настила возможны следующие механизмы разрушения сдвигового соединения: срез анкерного упора (*stud shearing*), вырыв из бетона (*concrete pull-out*), продавливание бетонного ребра (*rib punching*) (рисунок 1.14). Позже данные механизмы разрушения были получены в ряде других исследований [111, 112, 119, 130].

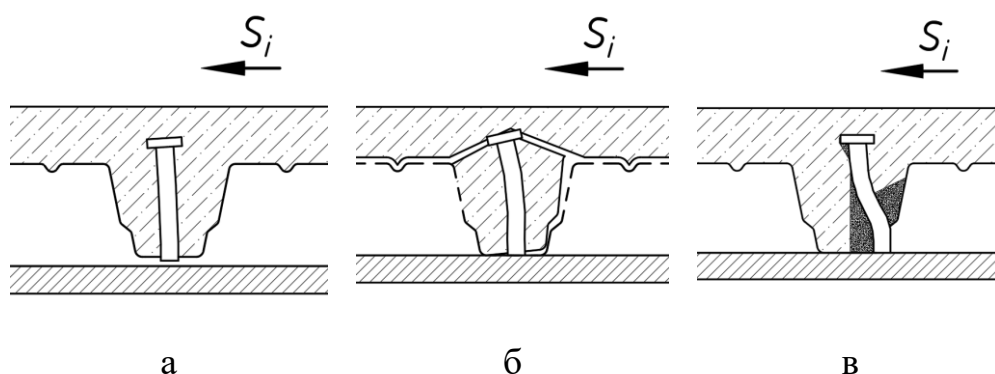


Рисунок 1.14 – Наиболее характерные механизмы разрушения анкерных связей в сталежелезобетонных балках. а - срез анкерного упора; б - вырыв из бетона со срезом ребра; в - продавливание бетонного ребра;

В случае применения анкерных упоров, закрепляемых с помощью дюбелей возможны 3 механизма разрушения: по дюбелю, по ножке упора или по бетону, причем последний встречается только в перекрытиях с плитами, устроенными по профилированному настилу. Анализируя результаты испытаний уголковых упоров Х-NVB, М. Кризинел описывает 2 возможных сценария отказа анкерной связи этой конструкции в перекрытии, устроенному по съемной опалубке: разрушение вследствие разрыва ножки анкерного упора или разрушение дюбельного соединения вследствие вырыва и/или среза [138]. При этом, автор отмечает, что вероятность наступления того или иного случая зависит главным образом от ориентации упора относительно вектора сдвигающей силы: если усилие воздействует на «фронтальную» часть упора, то связь разрушается вследствие его разрыва, которому предшествуют значительные неупругие деформации ножки (рисунок 1.15 а). При развороте упора на  $180^\circ$ , сдвигающая сила воздействует на дюбели как рычаг, что приводит к вырыву и/или срезу (рисунок 1.15 б). В случае, если упор ориентирован перпендикулярно, в качестве механизма разрушения превалирует вырыв дюбелей (рисунок 1.15 в).

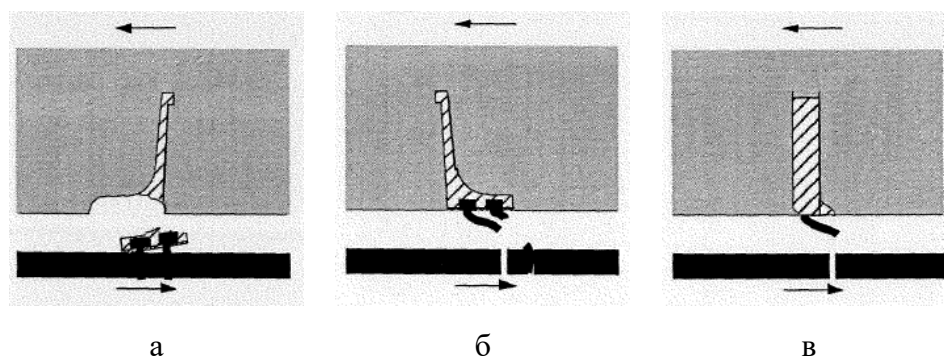


Рисунок 1.15 – Наиболее характерные механизмы разрушения анкерных связей в сталежелезобетонных балках. а - срез анкерного упора; б - вырыв из бетона со срезом ребра; в - продавливание бетонного ребра; [138]

Для уголковых упоров, установленных в плите, устроенной по профилированному настилу, М. Кризинел приводит механизмы разрушения, аналогичные приварным анкерным упорам круглого сечения, представленным на рисунке 1.14.

Для учета влияния профилированного листа на несущую способность упора используют коэффициент редукиции, который умножается на несущую способность упора, рассчитанную для плиты без профилированного настила. Этот коэффициент, помимо геометрических характеристик гофр настила, зависит также от того, как ориентированы гофры относительно опорной балки. Наиболее часто встречается поперечная ориентация гофр, применяемая при укладке настила на второстепенные балки в балочной клетке с поэтажным сопряжением балок. Продольная ориентация настила встречается в зданиях с сопряжением балок в одном уровне, либо в зданиях с неправильной или нерегулярной геометрией.

Согласно EN 1994-1 [104], сталежелезобетонные балочные перекрытия могут быть рассчитаны с учетом полного (full connection) или частичного (partial connection) объединения стальной и железобетонной частей сечения [4]. Идею частичного объединения можно объяснить следующим образом: в случае, если между стальной и железобетонной частью комбинированного сечения нет конструкции объединения, вся полезная нагрузка вдоль оси рассматриваемой конструкции воспринимается исключительно стальной балкой (рисунок 1.16). Устанавливая анкерные упоры вдоль шва объединения, мы можем добиться частичного (рисунок 1.17), либо полного (рисунок 1.18) объединения.

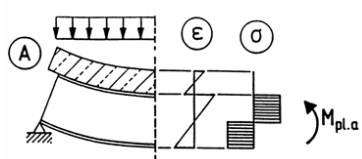


Рисунок 1.16 –  
Конструкция без  
объединения

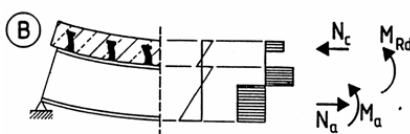


Рисунок 1.17 – Конструкция с  
частичным объединением

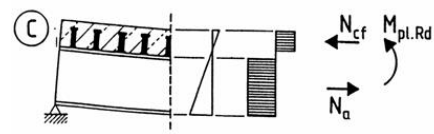
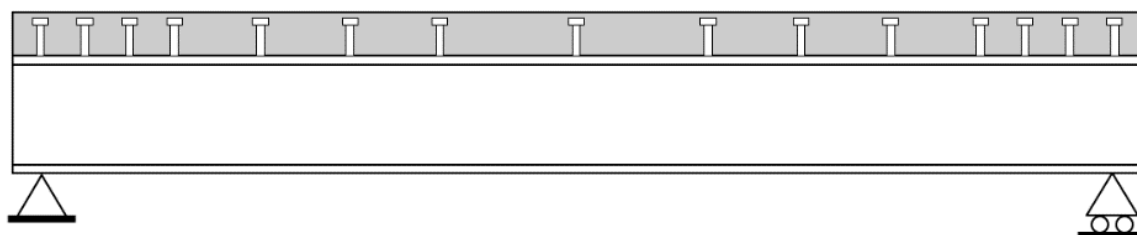


Рисунок 1.18 – Конструкция с  
полным объединением

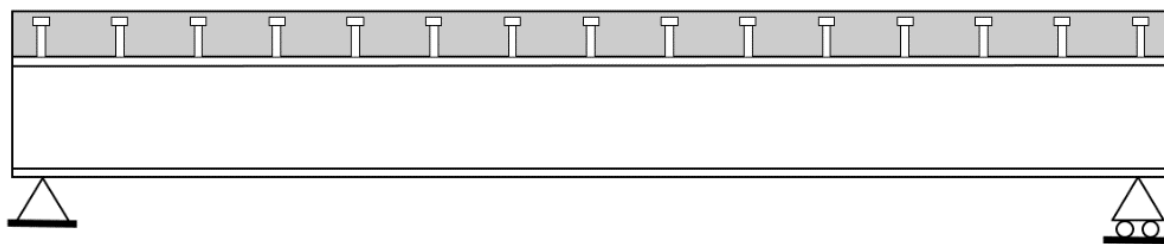
При расчете перекрытия с полным объединением упоры принимаются жесткими, а перемещение плиты относительно стальной балки не допускается. Количество упоров назначается таким образом, чтобы их суммарное сопротивление было больше или равно величине сдвигающей силы на каждом расчетном участке.

Поскольку очертания эпюры сдвигающих сил в шве объединения совпадает очертаниями эпюры поперечных сил, упоры на приопорных участках будут устанавливаться с меньшим шагом, чем в пролете (рисунок 1.19 а). В данном расчетном случае предельным состоянием перекрытия будет считаться достижение предельного напряжения в сечении с максимальным изгибающим моментом. Данный подход лежит в основе методики расчета сталежелезобетонных балочных перекрытий по СП 266.1325800 [62]. За счет применения полного объединения можно запроектировать комбинированное перекрытие с уменьшенным сечением стальной балки относительно не объединенного или частично объединенного сталежелезобетонного перекрытия. Стоит отметить, что при существенной оптимизации металлоёмкости опорных балок, существует риск проектирования конструкции, неспособной воспринять вес мокрого бетона на стадии монтажа. В этом случае проектировщик должен предусмотреть установку временных подпорок под балку. Помимо сложностей в монтаже, существует риск нивелирования выгоды от снижения металлоемкости из-за затрат на покупку и монтаж анкерных упоров в количестве, необходимом для полного объединения. По этой причине, проектирование сталежелезобетонных балок с частичным объединением применяется в зарубежной практике применяется так же часто, как и перекрытия с полным объединением [122], особенно в зданиях и сооружениях, расположенных в сейсмически активных регионах [99, 147].



а





б

Рисунок 1.19 – Принципиальная схема расстановки анкерных упоров при полном (а) и частичном (б) объединении частей сталежелезобетонного перекрытия

Применение концепции частичного объединения при проектировании позволяет использовать меньшее количество упоров, которые могут быть распределены равномерно вдоль шва объединения (рисунок 1.19 б). Отношение расчетного продольного сжимающего усилия, действующего в бетонной плите  $N_c$  к расчетному значению продольного сжимающего усилия, действующего в бетонной плите при полном объединении  $N_{c,f}$ , называется степенью объединения. Данный параметр обозначается символом  $\eta$  и используется для определения предельно допускаемого момента на перекрытие (здесь и далее по тексту обозначения величин приведены в Списке обозначений):

$$M_{Rd} = R_y \cdot W_{pl,x} + \eta (M_{pl,Rd} - R_y W_{pl,x}), \quad (1.1)$$

Варьируя общее сопротивление конструкции объединения, мы изменяем степень объединения комбинированного сечения, физический смысл которого заключается в переносе критического сечения из зоны действия максимального момента (сечение 1 на рисунке 1.20) в зону шва объединения (сечение 2 на рисунке 1.20).

В части EN 1994-1 [104], посвященному расчету перекрытий с частичным объединением, приведен ряд ограничений для применения данной методики:

- нормативная податливость упоров, определенная путем их испытаний, должна превышать 6 мм;
- допустимая степень объединения  $\eta$  должна быть не меньше 0,8 для конструкций, подверженных сейсмической нагрузке и 0,4 для остальных случаев;
- допускается образование пластического шарнира в критических сечениях;

– разница между несущей способностью сталежелезобетонного сечения по изгибающему моменту в пластической стадии и несущей способностью стального сечения по изгибающему моменту в пластической стадии должна быть не более 2,5 раз.

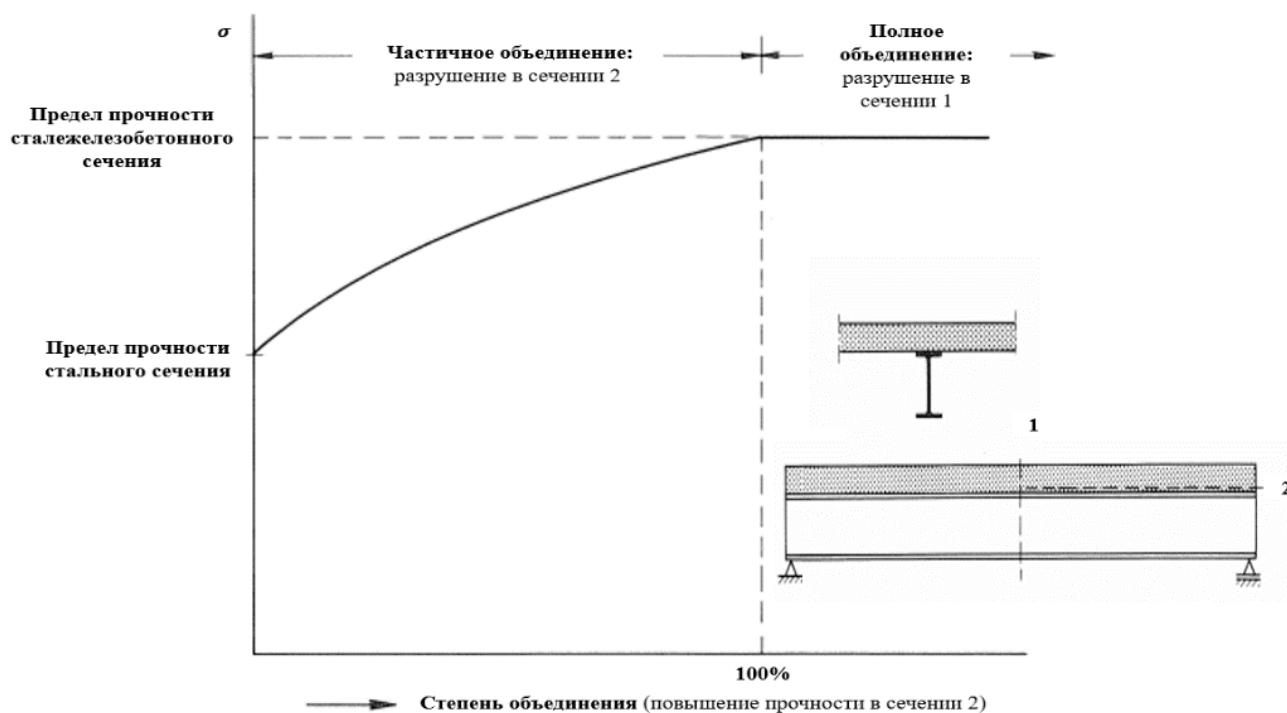


Рисунок 1.20 – Влияние степени объединения сталежелезобетонной балки на ее несущую способность

Поскольку сталежелезобетонные пролетные конструкции исторически более широко применялись при строительстве мостов и эстакад, влияние динамических нагрузок на конструкцию объединения всегда было одним из критических вопросов работы сталежелезобетонной балки в целом. Среди работ, посвященных исследованию влияния циклической нагрузки на работу приварных круглых анкерных упоров (стад-болтов) следует выделить работы Ф.С. Замалиева [27], К. Найтани [131], И. Хендерсона и О. Мирзы [114]. Рассматривая вопросы работы анкерных упоров в условиях сейсмического воздействия, следует выделить работы Н. Хоукенса и Д. Митчелла [112], О. Бурси и Г. Грамолы [99], А. Зоны и М. Барбато [147].

Проблема обеспечения огнестойкости перекрытий является одним из наиболее острых вопросов при проектировании сталежелезобетонных

конструкций, особенно в тех случаях, когда профилированный настил выступает в качестве внешнего армирования плиты [10, 25, 38, 48, 88]. Воздействие огня на сталежелезобетонное перекрытие снижает прочностные и деформативные характеристики анкерных упоров вне зависимости от их конфигурации. Из-за того, что теплопроводность стали выше теплопроводности бетона, анкерные упоры быстрее достигают критической температуры. Применение несъемной опалубки из профилированного настила так же оказывает негативное влияние на работу конструкции объединения. Исследования сталежелезобетонных балочных перекрытий, устроенных по плоской съемной опалубке [124, 129] показывают, что при достижении в испытательной камере температуры 200-300°C происходит резкое снижение сопротивления анкерных упоров сдвигу. При повышении температуры конструкция объединения разрушается вследствие среза анкерных при нагрузке равной 50-60% от разрушающей нагрузки для аналогичного образца при нормальной температуре. В случае сталежелезобетонных перекрытий по профилированному настилу, характерный механизм разрушения и сопротивление упоров сдвигу зависят от геометрии профилированного настила. Так, например, в исследовании [124], было зафиксировано относительное снижение сопротивления сдвигового соединения на 85% для образцов с плитами, устроенными по профилированному настилу с коэффициентом редукции  $k_t = 0,54$ . Графики относительного снижения прочности анкерных упоров в образцах представлены на рисунке 1.21. Относительная податливость упоров снизилась до 4 мм. Ввиду отсутствия в СП 266.1325800 [62] положений по учету огневого воздействия, существует риск проектирования конструкции перекрытия, которая будет формально соответствовать требованиям существующих нормативных документов, однако при прогреве стальной части до 500°C потеряет расчетную несущую способность. Данный вопрос требует дополнительных исследований для создания методики расчета, которая позволит учесть данный параметр при определении прочностных характеристик упоров и вычислять реальный предел огнестойкости перекрытия при проектировании [75].

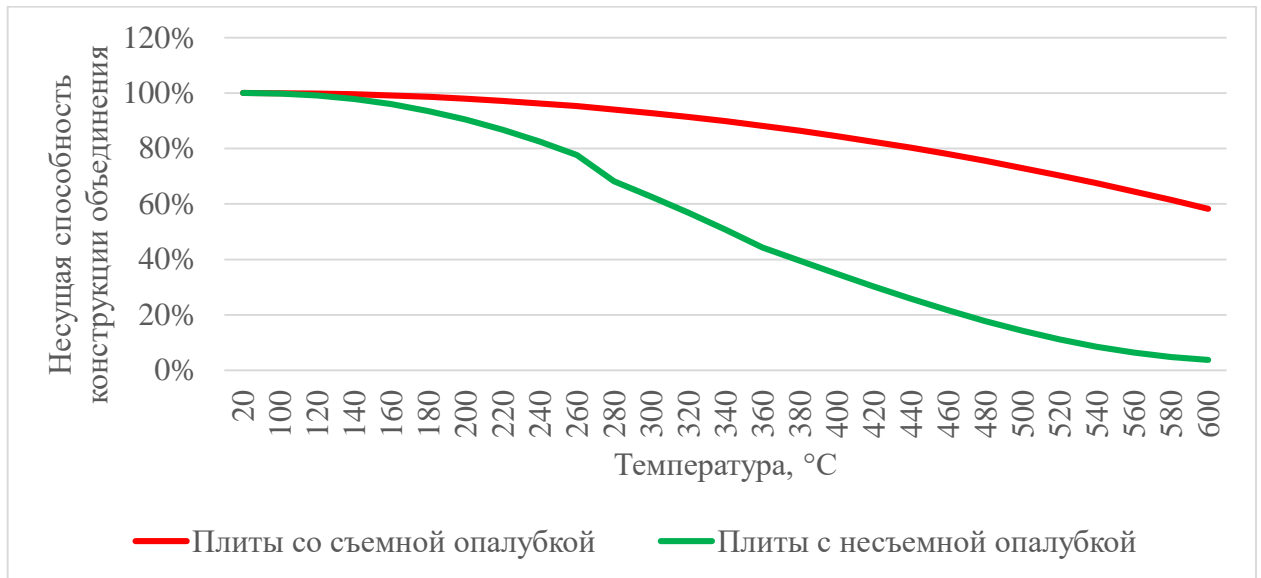


Рисунок 1.21 – Зависимость несущей способности приварных анкерных упоров при повышении температуры окружающей среды (в плитах со съемной и несъемной опалубкой)

## 1.2 Анализ экспериментальных исследований работы объединительных элементов в сталежелезобетонных изгибаемых конструкциях

Существует два основных подхода к экспериментальному изучению работы объединительных элементов в сталежелезобетонных изгибаемых конструкциях: испытание на изгиб полноразмерной монолитной железобетонной плиты, объединенной со стальными балками (рисунок 1.22) и испытание «стандартных» образцов на сдвиг (рисунок 1.23). Многочисленные исследования [142, 102, 134] показывают хорошую сходимость результатов этих испытаний при определении прочностных характеристик упоров.

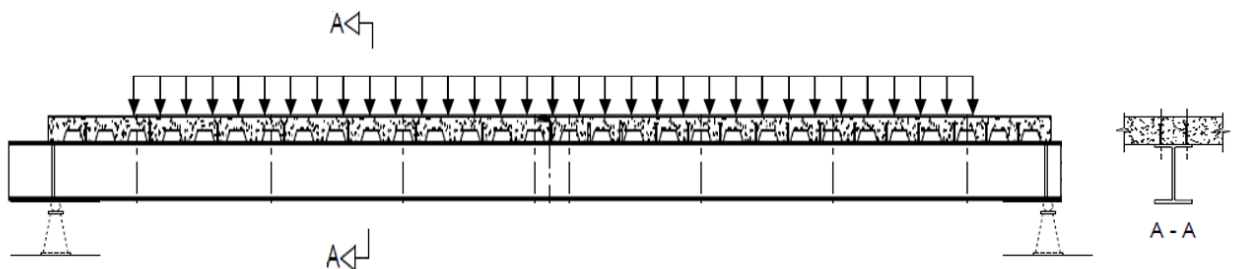


Рисунок 1.22 – Схема стандартного испытания полноразмерного комбинированного перекрытия

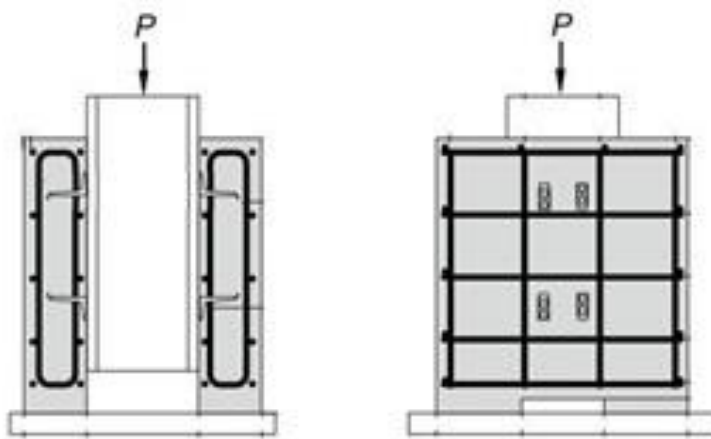


Рисунок 1.23 – Схема испытания «стандартных» образцов на сдвиг

В случае с полноразмерным сталежелезобетонным перекрытием плита устраивается по съемной или несъемной опалубке и объединяется с помощью анкерных упоров со стальными балками, опертыми шарнирно. Данный метод испытаний применяется для изучения совместной работы бетонной и стальной частей перекрытия при различной степени объединения сталежелезобетонного сечения, которая достигается путем варьирования податливости анкерных упоров. Для изучения отдельных аспектов работы анкерных упоров, будь то их несущая способность и пластичность при различных параметрах нагружения или учет параметров конструирования сдвигового соединения, более целесообразно применять метод испытания «стандартных» образцов. Также стоит отметить, что большая часть современных исследований в данной области опирается не только на данные натурных испытаний образцов, но и на конечно-элементные модели, созданные в программных комплексах Abaqus [90, 122], Ansys [113, 139], Atena [39, 96] и других.

Впервые метод испытания «стандартных образцов» на сдвиг был применен во Франции в 1930-е годы [115]. Однако, часто в литературе в качестве первого исследования с прикладными результатами для анкерных упоров, упоминают работу И. Виеста 1956 года [145]. В рамках данного исследования было испытано 12 образцов с приварными стад-болтами, имеющими различное отношение высоты к диаметру. Это позволило И. Виесту предложить одну из первых эмпирических

формул для расчета сопротивления сдвигу стад-болтов в комбинированных конструкциях:

При  $d_{an} < 25,4$  мм:

$$P_{rd} = 5,25d_{an}^2 R_b \sqrt{\frac{4000}{R_b}}. \quad (1.2)$$

При  $d_{an} > 25,4$  мм:

$$P_{rd} = 5d_{an}R_b \sqrt{\frac{4000}{R_b}}. \quad (1.3)$$

Спустя 5 лет Г. Дрисколом и Р. Слаттером было установлено, что при соотношении высоты стад-болта к его диаметру большем и равным 4,2 достигается его максимальное сопротивление сдвигу в тяжелом бетоне [102]. Методика, предложенная И. Виестом [142], была дополнена. Позднее были проведены исследования, подтверждающие применимость данного подхода для плит из легкого бетона [100]:

Для «длинных» ( $h_{an}/d_{an} > 4,2$ ) упоров:

$$P_{rd} = \frac{932d_{an}^2 \sqrt{R_b}}{A_{an}}. \quad (1.4)$$

Для «коротких» ( $h_{an}/d_{an} < 4,2$ ) упоров:

$$P_{rd} = \frac{222h_{an}d_{an}\sqrt{R_b}}{A_{an}}. \quad (1.5)$$

Также стоит отметить ряд других важных работ, выполненных в США в конце 1960-х. Р. Мейнстоун и Дж. Менцис выполнили испытания 83 образцов на сдвиг для исследования работы стад-болтов при статических и усталостных нагрузках [128]. Х. Робинсон одним из первых провел испытания с плитами, устроенными по профилированному настилу: были испытаны 15 полноразмерных комбинированных балок и 39 образцов для сдвиговых испытаний на основании чего был сделан вывод о том, что несущая способность анкерных связей, установленных в профлист, меньше, чем у связей в сплошной плите и находится в

зависимости от высоты и ширины профлиста. Данный опыт был дополнен исследованием Дж. У. Фишера, который пришел к выводу, что сопротивление срезу анкерных связей в плитах комбинированных балок, устроенных по профлисту, есть функция от сопротивления связи в плите без листа  $P_{rd}$  и соотношения  $b_0/h$  применяемого профилированного настила [108].

Дж. Олгаард провел сдвиговые испытания 48 образцов с различными переменными: класс и плотность бетона, тип крупного заполнителя, диаметр (16 и 19 мм) и количество стад-болтов, используемых в качестве анкерных упоров [134]. Результаты исследования показали, что методика Г. Дрискола и Р. Слаттера [102] дает различные значения для разных типов бетона, в том числе, завышая их для образцов с плитами из легкого бетона. Была предложена альтернативная формула, обеспечивающая большую сходимость с результатами испытаний разных серий:

$$P_{rd} = 0.5A_{an}\sqrt{R_b E_b} \quad (1.6)$$

В конце 1970-х Дж. А. Грант опубликовал научную работу, включающую в себя анализ испытаний 17 полномасштабных сталежелезобетонных балочных перекрытий с плитами, устроенными по профлисту и 58 серий, выполненных другими авторами [111]. В качестве исследуемых переменных были выбраны: предел прочности стали опорных балок, геометрия профиля настила и степень объединения железобетонной плиты с опорными балками. Испытания проводились на балках с пролетом 7,3 м и 9,75 м, объединенных стад-болтами  $\varnothing 19$  мм с монолитными плитами из легкого железобетона. В ходе испытаний были зафиксированы большие прогибы балок в результате образования пластического шарнира в середине пролета.

Исследование Дж. А. Гранта является одним из основополагающих источников технических данных о работе сдвигового соединения комбинированных конструкций, о чем свидетельствует множество работ, написанных в его развитие [95, 118, 126, 140]. Данная работа имела такое влияние, поскольку помимо глубокого анализа предшествующих научных работ, дополненного новыми практическими сведениями, оно затрагивало проблему

размещения анкерных упоров относительно гофр профлиста. Грант впервые обратил внимание на зависимость сопротивления анкерного упора сдвигу от расстояния между ним и стенкой гофры со стороны воздействия нагрузки. Были предложены термины «сильной» (рисунок 1.24 а) и «слабой» (рисунок 1.24 б) позиции. Сильной позицией считается случай, когда упор смещается при установке в сторону от действия сдвигающей силы. Таким образом, при установке упора в сильную позицию, в узле сдвигового соединения большой объем бетона испытывает напряженное состояние. Данное замечание особенно актуально для профилированных настилов с ребрами жёсткости на полках, которые затрудняют размещение анкерной связи строго по центру гофры.

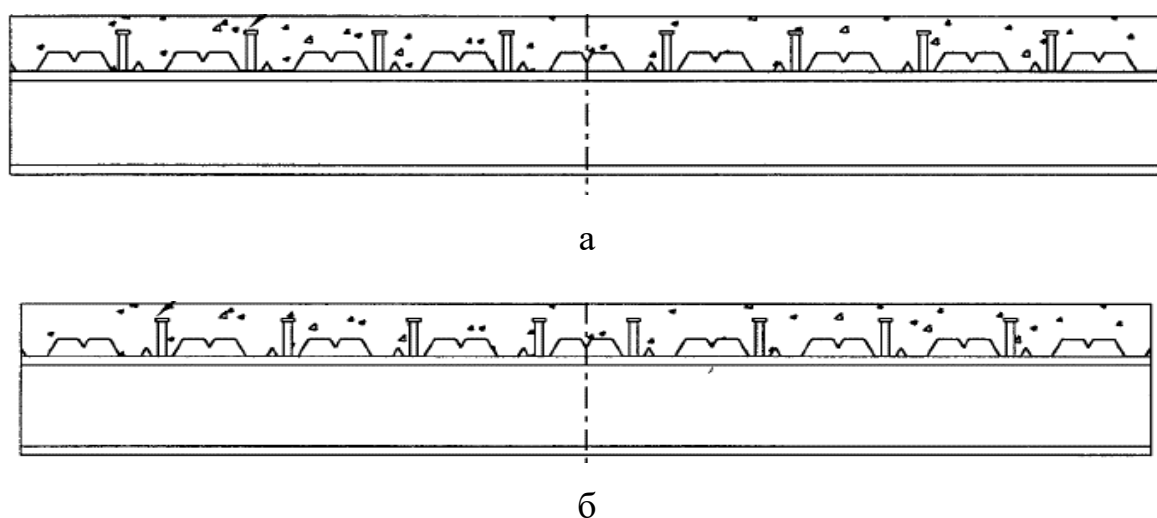


Рисунок 1.24 – Сильная (а) и слабая (б) позиция упора относительно действия сдвигающей силы

Несмотря на концептуальное понимание данной зависимости, Дж. А. Грант не сумел отразить ее в расчетной формуле, получившей название коэффициента редукции, позже включенного в американские строительные нормы 1978 года [90]. Согласно Дж. А. Гранту, сдвиговое сопротивление стад-болтов в сплошной железобетонной плите следует определять по формуле (1.6), а при использовании профилированного настила, влияние его геометрии на несущую способность упора следует определять путем умножения (1.6) на предложенный коэффициент редукции:



$$k_t = \frac{0,85}{\sqrt{n}} \cdot \frac{b_0}{h} \cdot \left( \frac{h_{an}-h}{h} \right), \quad (1.7)$$

Вывод Гранта базировался преимущественно на сдвиговых испытаниях образцов с одним анкерным упором в гофре. Позже Дж. Старк и В. фон Хови провели 4 серии испытаний (56 образцов в сумме) с 1 и 2 упорами в гофре [142]. Анализ результатов показал, что численный коэффициент в формуле (1.6) дает завышенные значения. Авторами была предложена уточненная методика:

$$P_{rd} = 0.29\eta d_{an}^2 \sqrt{R_b E_b} \leq 0.8 \frac{\pi d_{an}^2}{4} R_y, \quad (1.8)$$

где  $\eta = 0,2 \left[ \frac{h_{an}}{d_{an}} + 1 \right]$ , при  $3 \leq \frac{h_{an}}{d_{an}} \leq 4$ ;

$\eta = 1$ , при  $\frac{h_{an}}{d_{an}} > 4$ .

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n}} \cdot \frac{b_0}{h} \cdot \left( \frac{h_{an}-h}{h} \right) \leq \begin{cases} 1.0 & \text{при } n = 1 \\ 0.8 & \text{при } n \geq 2 \end{cases} \quad (1.9)$$

Несмотря на то, что вывод Дж. Старка и В. фон Хови был основан на анализе относительно небольшой статистической выборки с большим разбросом значений, он получил довольно широкое распространение. Данный подход позже был имплементирован в строительные нормы других стран [94, 98, 101, 104], в том числе и в России [62] с незначительными корректировками, касающимися коэффициентов надежности.

Использование расчетной формулы (1.9) и ее модификаций накладывает конструктивные ограничения при проектировании комбинированных балок: установка 3 и более упоров в гофре даст незначительное увеличение сдвигового сопротивления анкерных упоров, более того, для группы из 4х упоров расчетное сопротивление, вычисленное по описанной формуле, даст тот же результат, что и для группы из двух упоров [126]. Еще одним недостатком, как уже было сказано выше, является невозможность объективно оценить влияние смещения анкерных упоров относительно центра гофры при расположении группы упоров или при наличии на полке гофры ребра жесткости. Эти причины стимулировали дальнейшее развитие методики расчета анкерных связей.

Одно из возможных решений описанной выше проблемы было предложено Дж. Моттрамом и Р. Джонсоном [130]: анализируя результаты 35 испытаний с различными типами профилированного настила с внецентренным размещением упоров внутри гофры, они пришли к выводу, что умножение прочности объединительной связи, вычисленной по (1.6) на выведенный Дж. Старком и В. фон Хови коэффициент редукции даст недостаточно точный результат. Предложенный коэффициент редукции являлся модификацией уравнения (1.7) и имел вид:

$$k_t = \frac{0,75r}{\sqrt{n}} \cdot \left( \frac{h_{an}}{h_{an}+h} \right), \quad (1.10)$$

где  $r$  – коэффициент, учитывающий позицию упора относительно стенок гофры. При размещении упоров в центре или сильной позиции, значение  $r$  принимается наименьшим из:  $\frac{b_0}{h}$  или 2,0. При размещении упоров в слабой позиции, значение  $r$  принимается наименьшим из:  $\frac{b_0}{h}$  или  $\frac{e}{h}+1$  или 2,0;  $e$  – расстояние от центра упора до середины высоты стенки гофры с нагружаемой стороны.

Позже данный подход был существенно доработан Р. Лоусоном, в результате чего были созданы следующие рекомендации по расчету несущей способности круглых приварных анкерных упоров:

При размещении 1 или двух упоров по центру гофры:

Если  $b_0 \leq 2h_{an}$

$$k_t = \frac{0,75r}{\sqrt{n}} \cdot \frac{b_0}{h_{an}} \cdot \left( \frac{h_{an}}{h_{an}+h} \right). \quad (1.11)$$

Если  $b_0 > 2h_{an}$

$$k_t = \frac{1,5r}{\sqrt{n}} \cdot \frac{h_{an}}{h_{an}+h\left(\frac{2h_{an}}{b_0}\right)}. \quad (1.12)$$

При размещении 1 или 2 упоров (с размещением их друг на против друга) в сильной позиции, в уравнениях (1.11) - (1.12),  $b_0$  заменяется на  $2(b_0 - e)$ ;

При размещении 1 или 2 упоров (с размещением их друг на против друга) в слабой позиции в уравнениях (1.11) - (1.12),  $b_0$  заменяется на  $2e + h_{an}$  (при условии  $e > h_{an}$ )

При размещении одиночных упоров вдоль балки с чередованием с сильной и слабой позиции расчетное сопротивление анкерной связи следует считать как среднее из вышеописанных выражений.

При внецентренном размещении пары упоров (в линию), следует использовать уравнениях (1.10)-(1.11), принимая  $n = 2$ .

Стоит отметить, что описанные выше выражения справедливы для узлов объединения, которые удовлетворяют следующим конструктивным требованиям:  $h \geq h_{an} + 35$  мм;  $h_{an} \leq 100$  мм [123].

Альтернативный подход к решению проблемы определения сопротивления упоров, имеющих внецентренное размещение, появился благодаря исследованию Н. Хоукинса и Д. Митчелла [112], несмотря на то, что такая задача ими не ставилась. Они проводили сдвиговые динамические испытания небольшой серии образцов с целью изучения сопротивления анкерных упоров сейсмической нагрузке. В программу испытаний вошли образцы без профилированного настила и с двумя типами настила (с высотой гофр 38 и 76 мм) с различной ориентацией гофр по отношению к опорной балке. В ходе испытаний были зафиксированы следующие механизмы разрушения сдвигового соединения: срез анкерного упора (stud shearing), вырыв из бетона (concrete pull-out), продавливание бетонного ребра (rib punching) и срез бетонного ребра (rib shearing). Для образцов, разрушившихся вследствие вырыва по бетону, была обнаружена зависимость:

$$P_{rd} = 5,4\sqrt{R_b}A_c, \quad (1.13)$$

где  $A_c$  - площадь разрушения бетонной поверхности, дюйм<sup>2</sup>.

Значение  $A_c$  определяется поверхности разрушения, в виде пирамиды с уклоном ребер 45° к основанию, образованной оголовком анкерного упора. Площадь разрушения определяется с учетом пересечения со стенкой профлиста (рисунок 1.25). Для наглядности были выведены формулы для площади разрушения при одном и двух анкерных упоров в сдвиговом соединении.

В профилированном настиле с «высокой» гофрой ( $h_p < b_0/2$ ):

Для одного упора:

$$A_c = 2\sqrt{2}(h_{an}b_0). \quad (1.14)$$

Для двух упоров:

$$A_c = 2\sqrt{2}(h_{an}b_0) + \sqrt{2}b_0s. \quad (1.15)$$

В профилированном настиле с «низкой» гофрой ( $h_p > b_0/2$ ):

Для одного упора:

$$A_c = 2\sqrt{2}(2h_p^2 + hb_0). \quad (1.16)$$

Для двух упоров:

$$A_c = 2\sqrt{2}[2(h_{an} - h)^2 + hb_0 + (h_{an} - h)s], \quad (1.17)$$

где  $h_p$  - высота «открытой» части упора ( $h_{an} - h$ );

$s$  - поперечное осевое расстояние между упорами;

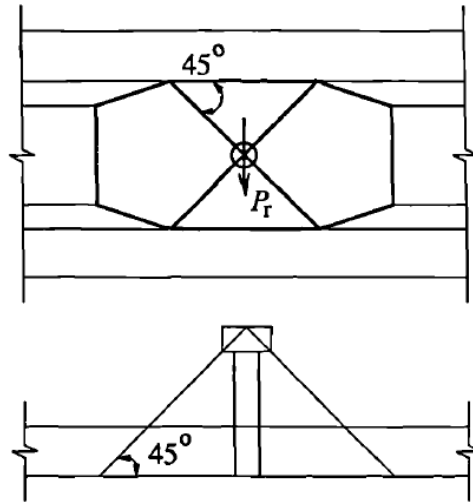


Рисунок 1.25 – Схема к определению пирамидальной поверхности разрушения  $A_c$   
(исследование Н. Хоукинса и Д. Митчелла)

Предложенный подход позже был существенно доработан Р. Ллойдом и Г. Райтом [125] за счет уточнения влияния геометрии профлиста и позиционирования упора внутри гофры. Для экспериментального исследования были задействованы профлисты двух типов: с ребрами жесткости на опорных участках и без них. В образцах с листом, имеющим ребро жесткости, анкерные

упоры были установлены в «сильную» позицию. Ширина плит варьировалась от 450 мм до 1350 мм для оценки влияния эффективной ширины плиты на распределение сдвигающих усилий при нагружении. На основании экспериментальных данных были выведены следующие зависимости:

Сопротивление сдвигового соединения:

$$P_{rd} = 0.92(A_c\sqrt{R_b})^{0.349}, \quad (1.18)$$

При центральном размещении одного упора:

$$A_c(ss) = 2b_0\sqrt{\frac{b_0}{4} + h^2} + b_0\sqrt{b_0^2 + 2h^2} + 2w_2\sqrt{3D_p^2}, \quad (1.19)$$

При центральном размещении двух упоров:

$$A_c(ds) = A_c(ss) + 2s\sqrt{\frac{b_0}{4} + h^2}, \quad (1.20)$$

В профилированном настиле с «низкой» гофрой ( $h_p > w_1/2$ ):

$$\begin{aligned} A_c = & \left(\frac{b_0}{2} + e\right)\sqrt{\left(\frac{b_0}{2} + e\right)^2 + h^2} + \left(\frac{3b_0}{2} + e\right)\sqrt{\left(\frac{b_0}{2} + e\right)^2 + h^2} + \\ & + b_0\sqrt{4\left(\frac{b_0}{2} + e\right)^2 + h^2} + 2w_2\sqrt{3D_p^2} + s\left(\sqrt{\left(\frac{b_0}{2} + e\right)^2 + h^2} + \right. \\ & \left. + \sqrt{\left(\frac{b_0}{2} - e\right)^2 + h^2}\right), \end{aligned} \quad (1.21)$$

где  $w_2$  – ширина гофры по нижней грани.

В процессе анализа разрушенных образцов было замечено, что изменение величины угла до  $45^\circ$  между боковой гранью пирамиды и основанием, при определении поверхности разрушения  $A_c$ , делает высокой сходимость результата расчета по модели Н. Хоукинса и Д. Митчелла [112] с результатами испытаний. Стремясь сделать описанный подход более универсальным, Р. Ллойд и Г. Райт усовершенствовали схему определения пирамидальной поверхности разрушения  $A_c$  (рисунок 1.26).

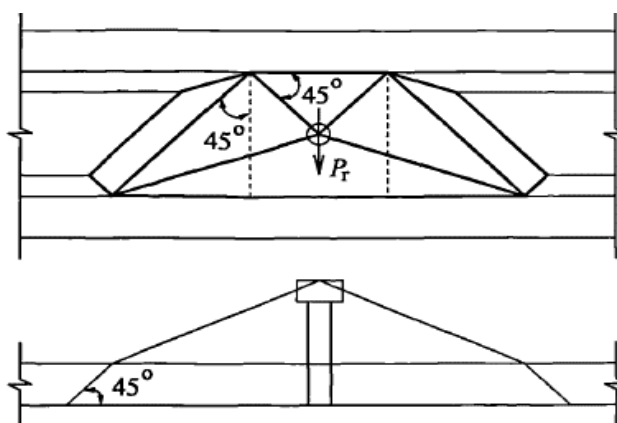


Рисунок 1.26 – Схема к определению пирамидальной поверхности разрушения  $A_c$  (исследование Р. Ллойда и Г. Райта)

Позже Б. Джаяс и М. Хусейн, изучая влияние геометрии профилированного настила на напряженно-деформируемое состояние стад-болтов, сумели дополнить методику Н. Хоукинса и Д. Митчелла [112] результатами своих изысканий [118]. Исследование проводилось на двух типах профилированных настилов: с гофрами высотой 38 и 76 мм, с применением бетона разной плотности. Выводы ученых представлены ниже.

Для настила высотой 38 мм:

$$P_{rd} = 0,61\lambda\sqrt{R_b}A_c \leq P_{rd}^{\prime}, \quad (1.22)$$

Для настила высотой 76 мм:

$$P_{rd} = 0,35\lambda\sqrt{R_b}A_c \leq P_{rd}^{\prime}, \quad (1.23)$$

где  $\lambda$  - коэффициент, зависящий от вида бетона, принимаемый от 0,75 до 1,0 в зависимости от плотности бетона;

$P_{rd}^{\prime}$  - предельная прочность упора, вычисленная по (1.6) по [134].

Ключевым наблюдением описываемого исследования стала зависимость несущей способности сдвигового соединения от осевого расстояния между упорами, установленными в пределах одной гофры. Так уменьшение осевого расстояния до 6 диаметров (96-114 мм) вело к уменьшению сопротивления сдвигу на 7% для перекрытий с плитами, устроенными по съемной опалубке и на 14% для плит, устроенных по профилированному настилу (с гофрами, ориентированными параллельно стальной балке). При испытании образцов с плитами по

профилированному настилу (с гофрами, ориентированными перпендикулярно стальной балке), отмечалось значительное снижение прочности сдвигового соединения относительно образцов без профилированного настила. Даже для профилированного настила с относительно широкими гофрами (соотношение  $b_0/h > 4$ ) снижение сопротивления упоров сдвигу составило более 40%. При этом критического влияния уменьшенного осевого расстояния между упорами на прочность сдвигового соединения выявлено не было.

Среди методик расчета прочности узла сдвигового соединения, делающих акцент на учете вероятного механизма разрушения, можно выделить исследование Р. Джонсона и Х. Юань [119]. В этой работе на основании данных испытаний 334 образцов, были созданы 7 математических моделей, описывающих различные механизмы разрушения с учетом положения упоров внутри гофр настила. 5 из них описывают случай поперечного расположение профилированного настила относительно опорной балки:

- срез упора (shank shearing);
- вырыв из бетона (concrete pull-out);
- срез бетонного ребра (rib punching);
- срез упора с вырывом из бетона (rib punching with concrete pull-out);
- срез бетонного ребра со срезом упора (rib punching with shank shearing).

В первом случае (для разрушения узла по срезу упора), прочность анкерной связи может быть определена по [104] как для плиты без профилированного настила:

$$P_{rd} = 0,37A_{an}(R_b E_b)^{0,5} \leq 0,8A_{an}R_y, \quad (1.24)$$

Для остальных механизмов разрушение выражение (1.24) следует умножать на коэффициент редукции  $k_t$ , который в каждом случае определяется отдельно.

Для вырыва из бетона при центральной или сильной позиции упоров:

$$k_t = \frac{[\eta_{cp} + \lambda_{cp}(1 + \lambda_{cp}^2 - \eta_{cp}^2)^{0,5}]}{(1 + \lambda_{cp}^2)} \leq 1,0, \quad (1.25)$$

$$\eta_{cp} = \frac{0,56 \cdot v_{tu} \cdot h_{an} (b_0 - \frac{h_{an}}{4})}{h \cdot n \cdot P_{rd}} \leq 1,0, \quad (1.26)$$

$$\lambda_{cp} = \frac{e T_y}{h \cdot n \cdot P_{rd}}, \quad (1.27)$$

$$T_y = 0,8 A_{an} R_y, \quad (1.28)$$

$$v_{tu} = 0,8 R_b^{0,5} \leq 5, \quad (1.29)$$

Если  $h_{an} > 2h$ ,  $h_{an}$  принимается равным  $2h$ .

Для среза бетонного ребра при слабой позиции упоров:

$$k_t = \frac{[\eta_{rp} + \lambda_{rp}(1 + \lambda_{rp}^2 - \eta_{rp}^2)^{0,5}]}{(1 + \lambda_{rp}^2)} \leq 1,0, \quad (1.30)$$

$$\eta_{rp} = \frac{1,8(e + h_{an} - h)t R_{y,d}}{P_{rd}}, \quad (1.31)$$

$$\lambda_{rp} = \frac{e T_y}{2h \cdot P_{rd}}, \quad (1.32)$$

$$T_y = 0,8 A_{an} R_y, \quad (1.33)$$

где  $t$  – толщина профилированного настила;

$R_{y,d}$  – предел текучести стали профилированного настила.

При комбинации среза бетонного ребра с вырывом из бетона для узла объединения, в котором пара упоров размещена внутри гофры в ряд или по диагонали считается, что упор, размещенный в слабой позиции, выйдет из строя вследствие среза бетонного ребра, в то время как второй упор, размещенный в сильной позиции, выйдет из строя вследствие вырыва из бетона. Итоговое расчетное сопротивление пары упоров имеет вид:

$$P_{rd} = P_{rd} (k_u + k_f), \quad (1.34)$$

$$k_u = \frac{[\eta_u + \lambda_u(1 + \lambda_u^2 - \eta_u^2)^{0,5}]}{(1 + \lambda_u^2)} \leq 1,0, \quad (1.35)$$

$$\eta_u = \frac{(e + h_{an} - h)t R_{y,d}}{P_{rd}}, \quad (1.36)$$

$$\lambda_u = \frac{e T_y}{2h \cdot P_{rd}}, \quad (1.37)$$



$$k_f = \frac{[\eta_f + \lambda_f(1 + \lambda_f^2 - \eta_f^2)^{0,5}]}{(1 + \lambda_f^2)} \leq 1,0, \quad (1.38)$$

$$\lambda_f = \frac{eT_y}{h \cdot P_{rd}}, \quad (1.39)$$

При  $0,75H_a \leq (e + s)$ :

$$\eta_f = \frac{0,56 \cdot v_{tu} \cdot h_{an}^2 (e + s - \frac{h_{an}}{4})}{h \cdot P_{rd}}, \quad (1.40)$$

При  $0,75H_a > (e + s)$ :

$$\eta_f = \frac{v_{tu}(e+s)^2 \left(0,75h_{an} - \frac{(e+s)}{3}\right)}{h \cdot P_{rd}}, \quad (1.41)$$

Если  $h_{an} > 2h$ ,  $H_a$  принимается равным  $2h$ . Для случая среза бетонного ребра со срезом упора  $\eta_f \geq 1,0$ ,  $k_f = 1,0$ .

В своей диссертации М.Д. Рэмбо-Родденберри [140], анализируя и сравнивая методику Р. Джонсона и Х. Юань [119] с другими подходами, пришел к выводу, что с точки зрения точности расчетов она является наиболее универсальной, однако большое число слагаемых и внешних условий делают ее малоприменимой для практического проектирования сталежелезобетонных перекрытий. В результате глубокого анализа существующих опытных данных и собственных экспериментальных исследований, М.Д. Рэмбо-Родденберри предложил упрощенную методику расчета прочности анкерных связей в сталежелезобетонной балке (таблица 1.1).

Таблица 1.1 Методика М. Д. Рэмбо-Родденберри

Высота гофры $h$ , мм	$d_{an}/t_b \leq 2,7$	$d_{an}/t_b > 2,7$
25,4-38,1	$P_{rd} = R_p R_n R_d A_{an} R_y \quad (1.42)$	$P_{rd} = R_n 3,08 e^{0,048 A_{an} R_y} \quad (1.43)$
50,8-76,2	$P_{rd} = R_p R_n R_d A_{an} R_y -$ $-1,5 \left(\frac{d_{an}}{t_b} - 2,7\right) \quad (1.44)$	$P_{rd} = R_n 3,08 e^{0,048 A_{an} R_y} -$ $-1,5 \left(\frac{d_{an}}{t_b} - 2,7\right) \quad (1.45)$
	где $t_b$ – толщина профиля, которому крепится анкерный упор	где $R_n = 1,0$ при размещении одного упора $R_n = 0,85$ при размещении двух упоров

	<p><math>R_p = 0,68</math> при <math>e \geq 56</math> мм (при размещении упоров в сильной позиции)</p> <p><math>R_p = 0,88</math> при <math>e &lt; 56</math> мм (при размещении упоров в слабой позиция)</p> <p><math>R_p = 0,52</math> при размещении упоров в шахматном порядке</p> <p><math>R_n = 1,0</math> при размещении одного или двух упоров в шахматном порядке</p> <p><math>R_n = 0,8</math> при размещении двух упоров</p> <p><math>R_d = 1,0</math> при размещении упоров в сильной позиции</p> <p><math>R_d = 0,88</math> размещение упоров в слабой позиции в профиле толщиной 0,76 мм</p> <p><math>R_d = 1,0</math> размещение упоров в слабой позиции в профиле толщиной 0,91 мм</p> <p><math>R_d = 1,05</math> размещение упоров в слабой позиции в профиле толщиной 1,21 мм</p> <p><math>R_d = 1,11</math> размещение упоров в слабой позиции в профиле толщиной 1,52 мм</p>
--	---

Наиболее современным из существующих подходов к определению коэффициента редукции является методика, предложенная М. Конрадом [121] для расчета приварных анкерных упоров:

$$k = k_n \left( x_1 \frac{h_{an}}{h} + x_2 \frac{b_0}{h} + x_3 \left( \frac{b_0}{h} \right)^2 + x_4 \right), \quad (1.46)$$

где  $x_1, x_2, x_3, x_4$  – численные коэффициенты, зависящие от конструктивных параметров узла, принимаемые по таблице 1.2;

$k_n$  – коэффициент, учитывающий количество анкерных упоров в гофре, для одного упора = 1, для двух = 0,8.

Таблица 1.2 Численные коэффициенты к формуле М. Конрада

Положение упора		$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$
Сильная позиция: $e > 100$ мм	$h_{an}/h \leq 1,56$	0,24	0,145	0,03	0
	$h_{an}/h > 1,56$	0,318	0,103	0,003	0
Средняя позиция: $55 < e \leq 100$ мм	$h_{an}/h \leq 1,56$	0,25	0,17	$6,79 \cdot 10^{-4}$	0
	$h_{an}/h > 1,56$	$6,83 \cdot 10^{-4}$	0,042	$5,34 \cdot 10^{-4}$	0,663
Слабая позиция: $e \leq 55$ мм	$h_{an}/h \leq 1,56$	0,305	0,004	0,036	-0,095
	$h_{an}/h > 1,56$	0,026	0,266	0,029	0

Коэффициент, вычисленный по формуле (1.46), не должен превышать 1,0 для упоров, находящихся в сильной и средней позиции и 0,8 для упоров в слабой позиции соответственно.

Более поздние исследования [90] показали, что методика расчета М. Конрада дает не менее точные результаты, чем методика Р. Джонсона и Х. Юань, однако является более простой и наглядной, что повышает потенциал ее применимости для широкой инженерной практики.

В СССР изучение работы сталежелезобетонных конструкций началось в разрезе совершенствования методики расчета мостов и дорожных эстакад. Первые качественные исследования работы анкерных связей в комбинированных балках относятся к середине 1950х годов: тогда силами С.Н. Ерлыкова (Лентрансмостпроект), Н.Н. Стрелецкого (ЦНИИАС) и Г.Н. Соловьева (МАДИ) и других ученых были получены основные сведения о работе о напряженно-деформированном состоянии бетона в комбинированных балках и анкерующих свойствах различных типов приварных упоров. В это время испытания приводились исключительно на полноразмерных образцах-фрагментах комбинированных перекрытий [28]. Изыскания Н.Н. Стрелецкого и Г.Д. Попова нашли практическое применение в стандарте [11], зафиксировавшего методику расчета прочности анкерных упоров различных типов. Авторы предложили считать объединение железобетона со сталью на жестких упорах по местному смятию бетона от сдвигающего усилия, приходящегося на один упор, определяемого по формуле:

$$P_{rd} \leq kR_b F_{cm}, \quad (1.47)$$

где  $k$  – коэффициент равный 2 при расчете железнодорожных мостов, 1,6 для автодорожных;

$F_{см}$  – площадь поверхности смятия рабочего бетона упором.

Прочность объединения железобетона со сталью на гибких упорах (в том числе, стад-болтах) рассчитывалась исходя из величины сдвигающего усилия  $T$ , приходящегося на один упор. Формула для упоров в виде прокатных двутавров, швеллеров или уголков:

$$P_{rd} \leq 55(t_{fr} + 0.5t_w) b_y \sqrt{R_b}, \quad (1.48)$$

Для гибких упоров в виде стержней круглого сечения при  $\frac{h_{an}}{d_{an}} < 4,2$ :

$$P_{rd} \leq 24h_{an}d_{an}\sqrt{R_b}, \quad (1.49)$$

Для гибких упоров в виде стержней круглого сечения при  $\frac{h_{an}}{d_{an}} > 4,2$ :

$$P_{rd} \leq 100d_{an}^2\sqrt{R_b}, \quad (1.50)$$

где  $t_{fr}$  – сумма радиуса закругления и толщины полки прокатного профиля;

$t_w$  – толщина стенки профиля;

$b_y$  – ширина площади смятия бетона упором.

Любопытно, что общая концепция расчета гибких упоров в виде стержней круглого сечения, как и расчётное условие относительно пропорции высоты упора к его диаметру, отсылают нас к работе Г. Дрискола и Р. Слаттера 1961 года [102], из чего можно сделать вывод, что дальнейшие исследования работы круглых анкерных упоров, сделанных в СССР так или иначе опирались на опыт зарубежных коллег.

Позже изучение свойств круглых приварных стержней сформировалось в отдельное направление научных изысканий. Г.Г. Шорохов на основании экспериментальных исследований [90] вывел формулу для определения прочности круглого анкера по бетону:

$$P_{rd} = 0,075R_yd_{an}\sqrt{R_b}, \quad (1.51)$$

Данная методика расчета прочности анкерных связей была дополнена в ходе исследований, проведенных НИИЖБ под руководством Н.И. Катина, и впоследствии включенная в СНиП 2-21-75 [55]:

$$P_{rd} = \frac{7^3 \sqrt{R_b} \sqrt{R_y} \cdot A_{an}}{(1+0,15A_{an})}, \quad (1.52)$$

Е.И. Хаютин в 1981 г. выполнил серию испытаний для определения несущей способности сварных и прокатных уголков, установленных в качестве анкерной связи между монолитной плитой и стальной балки [86]. Одним из важнейших выводов из этой работы можно выделить формулы для определения погонного сдвигающего усилия  $t$  комбинированной балки и усилия  $P_{rd}$ , приходящегося на один уголкового упор:

$$t = \frac{(\sigma_{\delta 0}^H - \sigma_{\delta 0}^K) \cdot F}{l_0}, \quad (1.53)$$

$$P_{rd} = \frac{(t - \tau \cdot 2h)}{n} l_0, \quad (1.54)$$

где  $\sigma_{\delta 0}^H$  - напряжение в железобетонной плите на уровне центра тяжести в начале расчетного участка;

$\sigma_{\delta 0}^K$  - то же, в конце участка;

$F$  - площадь железобетонной части объединенного сечения;

$l_0$  - длина расчетного участка.

Работы Ф.Е. Клименко [35] и М.Г. Карповского [33] можно считать одними из первых посвященных исследованию напряженно-деформированного состояния анкерных упоров в сталежелезобетонных балочных перекрытиях в СССР. В эксперименте Ф.Е. Клименко образцы были выполнены в виде двух плит, объединённых со стальным двутавром приваренными арматурными стержнями в качестве упоров (рисунок 1.27). М.Г. Карповский переработал схему для своих испытаний с целью снизить сложность и трудоемкость изготовления образцов. Испытанные образцы представляли собой монолитную железобетонную плиту, залитую на стальной пластине. Перед бетонированием плиты к пластине были приварены анкерные упоры (рисунок 1.28). Перед испытаниями образец

фиксирувался на специальном стенде, после чего к плите домкратом прикладывалась горизонтальная нагрузка. Предельное состояние анкерных связей определялось не по разрушающей, а некой «критической» нагрузке, при которой начиналась текучесть стали анкеров, сопровождающаяся интенсивным ростом сдвиговых деформации.

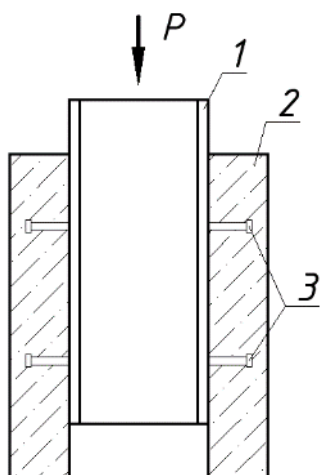


Рисунок 1.27 – Схема испытаний упоров, использованная в исследовании Ф.Е. Клименко [35]

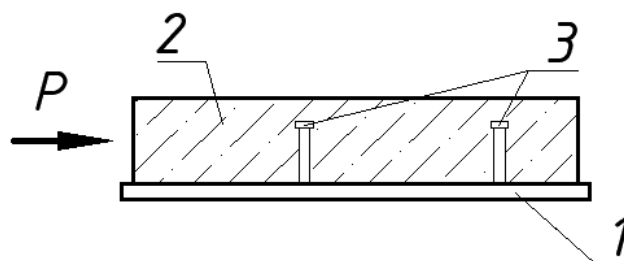


Рисунок 1.28 – Схема испытаний упоров, использованная в исследовании М.Г. Карповского [33]

1 – стальной профиль; 2 – бетонная плита; 3 – анкерные упоры

М.Г. Карповский одним из первых отечественных исследователей обратил внимание на то, что разработанные ранее методики определения несущей способности анкерных связей релевантны только для связей, окруженных большим объемом бетона. В своей работе [33] он поставил ряд экспериментов для определения прочностных и деформационных характеристик анкерных связей, работающих в железобетонной плите на сдвиг. В опытных образцах варьировалось количество анкеров, их диаметр (10-18 мм) и толщина железобетонной плиты (100-160 мм). Ширина плиты варьировалась в пределах 250-320 мм, что соответствовало ширине двух гофр настила Н60-845-1,0 по ГОСТ 24045-80 [18], уложенного на узкую и широкую стороны соответственно. В качестве основных факторов, влияющих на несущую способность анкерных связей, М.Г. Карповский выделил геометрические размеры профилированного листа, количество и диаметр связей. В

результате были получены экспериментальные зависимости для определения прочности анкера на сдвиг и коэффициента жёсткости анкерных связей. Данные зависимости справедливы для плит, устроенных по профлисту с отношением средней ширины гофры к ее высоте  $b_0/h$  от 0,785 до 2,36:

$$Prd = \frac{0,477^3 \sqrt{R_b} \sqrt{R_y} \cdot A_{an} \cdot n}{(1+0,3A_{an})(0,1n+0,9)} \sqrt[4]{\frac{b_0}{h_{an}}} \quad (1.55)$$

Коэффициент жесткости анкерных связей комбинированных балок:

$$\varepsilon_a = 0,14 \cdot E_s \cdot \alpha \cdot n \frac{b_0}{h_{an}} \left( \frac{6}{h_{an}} \right), \quad (1.56)$$

К. Бактыгулов в 1988 г. провел серию полномасштабных экспериментов с комбинированными балками длиной 5,33 м, плитная часть которых была устроена по профилированному настилу Н 79-680-1,0 с анкерными связями в виде круглых стержней диаметром 14 см и высотой 11 см. Настил укладывался узкими полками на прогон. Была подтверждена зависимость несущей способности комбинированной балки от прочности и жёсткости анкерных связей, однако основной прирост несущей способности (в 1,22 раза), жёсткости (в 1,66 раз) и трещиностойкости (в 2 раза) был достигнут за счет включения в работу профилированного настила, как дополнительной рабочей арматуры (влияние анкерных связей не учитывалось) [5].

Несмотря на то, что в вышеупомянутых исследованиях рассматривались монолитные перекрытия, выполненные по профилированному листу, оценка влияния его геометрических характеристик на напряженно-деформируемое состояние анкерных упоров должным образом не рассматривалась [2,3,4].

Отечественной наукой накоплен достаточный объем практических сведений о работе приварных анкерных упоров различных конфигураций, основанный как на результатах натурных испытаний [30, 43], так и результатах численного моделирования [82, 84] сталежелезобетонных конструкций. Несмотря на то, что анкерные упоры, закрепляемые с помощью дюбель-гвоздей, представлены в России достаточно давно [29, 51], исследования, включающие их натурные испытания, нашими соотечественниками ранее не проводились [36].

Среди зарубежных работ, включающих в себя экспериментальные исследования напряженно-деформируемого состояния анкерных упоров, закрепляемых дюбель-гвоздями, следует выделить следующие работы, посвященные уголкового упорам Hilti X-NVB и Techaria STF Connector [37].

Первые исследования работы уголкового упоров Hilti подобной конструкции были выполнены Ф. Ченнернегом [144], М. Кризинелом [95] и Дж.К. Бадоуксом [143]. Целью упомянутых исследований было определение прочностных и деформативных свойств недавно появившегося на тот момент на европейском рынке решения, в том числе, при различных параметрах конструирования. Позже К. Пелешкой были выполнены испытания полноразмерных фрагментов сталежелезобетонных перекрытий с целью установить применимость уголкового упоров для устройства комбинированных балок с частичным объединением [137].

При устройстве сталежелезобетонных перекрытий по профилированному настилу, сдвиговое сопротивление уголкового упоров Hilti также, как и приварных анкерных упоров, может испытывать влияние геометрии настила. До 2016 года при расчете уголкового упоров X-NVB по EN 1994-1 [104] следовало использовать коэффициент редукиции из формулы (1.8) для перекрытий с перпендикулярной ориентацией настила относительно балок. В 2016 году Ф. Эггерт [117] провел исследование, включающее в себя анализ испытаний 50 серий образцов, выполненных в разные годы М. Кризинелом, К. Пелешкой, Л. Райнингером, и другими [95, 137, 141, 146], в результате которого было установлено, что при расчете уголкового анкерного упоров следует учитывать не только ориентацию профилированного настила, но и ориентацию упоров по отношению к сдвигающим усилиям, поскольку, упор имеет разную жесткость во взаимно перпендикулярных плоскостях. Было предложено модифицировать формулу (1.7) путем корректировки численных коэффициентов:

– при установке уголкового упоров поперек гофр профилированного настила, уложенного поперек стальной балки:

$$k_t = \frac{0,66}{\sqrt{n}} \cdot \frac{b_0}{h} \cdot \left( \frac{h_{an}}{h} - 1 \right) \leq 1,0. \quad (1.57)$$



– при установке уголковых упоров вдоль гофр профилированного настила, уложенного поперек стальной балки:

$$k_t = \frac{1,18}{\sqrt{n}} \cdot \frac{b_0}{h} \cdot \left( \frac{h_{an}}{h} - 1 \right) \leq 1,0. \quad (1.58)$$

Также, при определении расчетной несущей способности упора для данного расчетного случая необходимо умножать значение расчетного сопротивления упора, определённого в результате испытаний, на дополнительный коэффициент надежности  $\gamma = 0,89$ :

$$P_{rd} = 0,89 \cdot k_t \cdot P_{rd}^{\text{н}}. \quad (1.59)$$

– при установке уголковых упоров вдоль гофр профилированного настила, уложенного вдоль стальной балки:

$$k_t = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h} \cdot \left( \frac{h_{an}}{h} - 1 \right) \leq 1,0. \quad (1.60)$$

В качестве основного вывода из анализа существующих исследований работы анкерных упоров и практических выводов, которые были получены в этих исследованиях, можно выделить два подхода к расчету и проектированию конструкции объединения сталежелезобетонных балочных перекрытий по профилированному настилу: первый основан на прямых математических зависимостях прочности, полученных в испытаниях от параметров конкретного типа упоров. На основе данного подходы составлены методики расчета, предложенные М.Г. Карповским [33] и М. Рэмбо-Родденберри [140]. Второй подход использует специальный коэффициент (reduction factor), который применяется к расчетному сопротивлению упора в плите, устроенной по съемной опалубке. Данный коэффициент может включать в себя такие параметры как высота и ширина профилированного настила, высота и количество упоров в гофре, краевые и осевые расстояния между ними, прочность бетона, толщину и прочность профилированного настила и другие. Варианты коэффициентов, покрывающих ту или иную область применения были предложены Дж. А. Грантом [111], Д. Митчеллом [112], Б. Джаясом и М. Хусейном [118], Р. Джонсоном и Х. Юань [119], М. Конрадом [121], Р. Лоусоном [123], Дж. Моттрамом и Р. Джонсоном [130] и

другими. Каждая из упомянутых методик так или иначе была получена в результате испытаний конструкций с анкерными упорами в виде приварных стержней и лишь одна была применена для расчета уголкового упора, закрепляемого с помощью дюбелей [117]. Еще одним вопросом, требующим исследования, является применимость указанных методик к профилированным настилам, изготавливаемым по отечественным стандартам.

Среди упомянутых методик следует отметить подходы Р. Лоусона [123], Б. Джаяса и М. Хусейна [118], Джонсона и Х. Юань [119] и М. Конрада [121], которые не привязаны к геометрическим параметрам анкерного упора и могут быть проанализированы на предмет их применимости для расчета уголкового упора. Методка Ф. Эггерта [117] для уголкового анкерного упора также должна быть проверена на предмет ее применимости для перекрытий с профилированными настилами, изготавливаемые по отечественным стандартам [18].

Большая часть работ, посвященных детальному численному моделированию работы сдвигового соединения сталежелезобетонного перекрытия, включают в себя исследование только приварных анкерных упоров круглого сечения. Среди работ, посвященных моделированию уголкового упора на дюбель-гвоздях, стоит выделить исследования упоров Hilti X-NVB, выполненных Н. Глухович [110], Нгуен Чонгом и Цао Хунг Фамой [92] на базе программного комплекса Abaqus.

Ключевой особенностью работы [110] является детальное моделирование работы дюбельного соединения в стальном основании: выполнен подбор величины контактного давления стального основания на дюбель, обеспечивающий его анкеровку; предложены несколько вариантов модели дюбеля с некоторыми упрощениями геометрии, позволяющие получить сопоставимые сопротивления растяжению и сдвигу, полученными в ходе натурных испытаний.

В работе [92] предложена модель дюбельного соединения, нагружаемого в два этапа: на первой стадии задаётся динамическое воздействие, эмулирующее процесс монтажа дюбеля, на второй стадии происходит нагружение циклической сдвигающей нагрузкой.

### **1.3 Обзор отечественной и зарубежной нормативной документации по расчету сталежелезобетонных перекрытий**

Первым отечественным нормативным документом по расчёту и проектированию сталежелезобетонных изгибаемых конструкций принято считать «Технические указания по проектированию сталежелезобетонных пролетных строений» ВСН 92-63 [11], разработанные силами специалистов Всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства (ЦНИИС) и специальным конструкторским отделом Государственного проектного института «Проектстальконструкция». Данные Технические указания были ориентированы на проектирование сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных, автодорожных и городских мостов. Расчет комбинированного сечения выполнялся в предположении упругой работы материалов с учетом неупругих деформаций от ползучести бетона. В качестве конструкции объединения допускалось использовать жесткие, гибкие, и наклонные упоры, либо приварку продольной арматуры плиты к элементам стальной конструкции. Принцип работы жестких упоров, выполняемых в виде приварных уголков и других прокатных сечений, в бетоне аналогичен работе шпонки - на высоте зоны их контакта с бетоном возникают достаточно равномерные деформации смятия. Гибкие упоры, к которым относятся вертикальные стержни различных конструкций, работают в железобетоне преимущественно на изгиб подобно нагелю, что вызывает неравномерные деформации смятия бетона (как правило, разных знаков) по высоте зоны контакта. Принцип работы наклонных анкеров в виде крюков или петель схож с принципом работы гибких упоров. При этом, в документе содержалась рекомендация применять для выполнения объединения пролетных конструкций мостов только жесткие упоры. Объединение железобетона и стали посредством гибких упоров или вертикальных анкеров допускается лишь при специальных обоснованиях.

Спустя два десятилетия, методика [11] была актуализирована и дополнена при разработке СП 35.13330.2011 [59]. Однако с точки зрения расчета

сталежелезобетонных изгибаемых конструкций существенных изменений не произошло. Как и прежде, свод правил был ориентирован на расчет мостовых пролетных конструкций и не учитывал специфику и потребности сталежелезобетонных перекрытий, применяемых в промышленном и гражданском строительстве. К подобной специфике, например, относится применение стального профилированного настила в качестве несъемной опалубки и переход от жестких анкерных упоров к гибким стержневым. Одним из первых нормативных документов, позволяющих учесть указанные положения, стал совместный труд специалистов НИИЖБ и ЦНИИПромзданий, реализованный в виде «Рекомендаций по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом» [50]. Данные рекомендации, помимо оригинальной методики расчета анкерных упоров, приведенной в разделе 1.2, интересны еще пунктом 3.5, который допускает не учитывать совместную работу прогонов с плитой, назначая число анкерных упоров по расчету сталежелезобетонной плиты. В этом случае, обязательным условием является размещение не менее одного в каждом гофре на концах стального профилированного настила и не менее одного упора через каждые два гофра в пролете настила. Данный пункт породил такое понятие как «конструктивная расстановка упоров» - когда анкерные упоры закладываются в перекрытие «про запас», без учета совместной работы железобетонной плиты и стальной балки.

На следующем этапе развития отечественных норм в области проектирования сталежелезобетонных изгибаемых конструкций, стоит отметить стандарт организации СТО 0047–2005 [64], разработанный специалистами лабораторией холодноформованных профилей и конструкций ЗАО "ЦНИИПСК им. Мельникова" и ЗАО "Хилти Дистрибьюшн Лтд" в 2005 г.. Стандарт примечателен тем, что помимо оригинальной методики расчета содержит описание, область применения и конструктивные требования для анкерных упоров в виде стальных приварных стержней и уголковых упоров, закрепляемых с помощью дюбелей. Так же, это первый отечественный стандарт, содержащий

требование учитывать влияние профилированного настила на несущую способность упора, путем введения коэффициента редукции.

Заключительным этапом формирования отечественной нормативной базы по расчету сталежелезобетонных изгибаемых конструкций можно считать разработку стандарта организации «Ассоциация развития стального строительства» СТО АРСС 11251254.001-2016 [68], который стал прототипом актуального в настоящее время СП 266.1325800 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» [62]. В последствие специалистами АРСС в развитие СП 266.1325800 было разработано «Руководство по проектированию сталежелезобетонных конструкций» [70], содержащее ценные практические рекомендации для проектировщиков.

Изучая зарубежные нормативные документы по проектированию сталежелезобетонных конструкций, можно сделать вывод, что концептуально большинство из них тяготеет либо к Европейскому стандарту EN1994-1 [104] (Великобритания [98], Австралия и Новая Зеландия [94]), либо к Американскому AISC 360 [90] (Канада [101], Япония [120]). Несмотря на то, что все перечисленные стандарты, строятся на одних и тех же принципах расчета, они имеют ряд существенных отличий в деталях, которые в конечном счете могут оказывать значительное влияние на безопасность и экономичность проектируемых конструкций.

По результатам сопоставления, СП 266.1325800 [62], EN1994-1 [104] и AISC 360 [90], можно выделить ряд наиболее существенных отличий отечественного стандарта от ведущих зарубежных аналогов:

1. Несмотря на то, что СП 266.1325800 допускает определять несущую способность конструкций в пластической стадии, при определении расчётного сдвигающего усилия по шву объединения используется расчётное напряжение на уровне центра тяжести поперечного сечения бетона при действующей нагрузке (в то время, как в стандартах-аналогах используются расчетное значение по предельному напряжению в материалах). Это означает, что в перекрытии,

запроектированном по СП 266.1325800 упоры будут использоваться менее эффективно;

2. В сталежелезобетонной балке величина сдвигающей силы определяется как наименьшее из предельного усилия в плите или в стальной балке, в зависимости от положения нейтральной оси в комбинированном сечении. Однако, в п. 6.2.4.2 предлагается формула, учитывающая только напряжения в бетоне для всех случаев;

3. Поскольку при устройстве сталежелезобетонного перекрытия с монолитными плитами по стальному профилированному настилу, напряженно-деформируемое состояние упоров напрямую зависит от геометрии гофр настила, потенциальное снижение прочности анкерной связи от возникновения ребер в плите в рассмотренных нормативных документах учитывается путем умножения несущей способности анкерного упора в плоской плите, полученное по расчету или в испытаниях, в зависимости от типа упоров, на коэффициент редукиции, который может быть приведен к виду:

$$k_t = c_3 \frac{b_0(h_{an}-h)}{h^2\sqrt{n_r}} \leq 1, \quad (1.61)$$

где  $c_1$  – численный коэффициент, зависящий от конструктивных параметров узла, по таблице 1.3;

Таблица 1.3 Значения численного коэффициента  $c_1$

Коэффициент	СП 266.13330	EN 1994-1	AISC 360-16
$c_1$	0,6-0,7	0,6-0,7	0,6-0,85*
* - Примечание: коэффициент редукиции в AISC 360-16 не зависит от геометрии профилированного настила и назначается в пределах установленного диапазона в зависимости от конструктивных параметров проектируемого узла			

При этом СП 266.13330 допускает использовать альтернативные коэффициенты редукиции для нестержневых упоров, если их применение обосновано испытаниями и зафиксировано в нормативной документации производителя данного типа упоров;

4. Область применения коэффициентов редукиции EN 1994-1 ограничена профилированными листами с номинальной высотой ребра  $< 85$  мм и средней шириной гофры, не превышающей номинальную высоту ребра. Коэффициенты из

AISC 360-16 имеют ограничения  $< 75$  мм для высоты и со средней шириной гофры  $> 50$  мм соответственно. В СП 266.1325800 область применения коэффициентов по высоте профлиста не ограничена. Очевидно, что эти ограничения зарубежных сформировались на основании результатов существующих исследований и не могут быть распространены на неисследованные случаи. Более, того, работы [90, 132] показывают, что рассчитанная по существующим формулам коэффициента редукции несущая способность упоров в перекрытиях с профилированными настилами с высотой гофры более 80 мм оказывается ниже той, что была получена в испытаниях. Таким образом учитывая популярность применения марок Н114, изготавливаемых по ГОСТ 24045-2016 [18], и СКН90Z, СКН153Z, изготавливаемых по СТО 57398459-18-2006 [67], для устройства несъемной опалубки в отечественной практике, существует риск проектирования небезопасных перекрытий;

5. Коэффициенты редукции, применяемые в СП 266.1325800 и EN1994-1, используют исходя из предпосылки, что упоры устанавливаются по центру гофры. Однако, большая часть настилов, выпускаемых по ГОСТ 24045 [18] имеет ребро жесткости по центру полки гофры, что делает необходимым учет данного аспекта. Для подобных случаев EN 1994-1 предписывает устанавливать по одному упору с каждой стороны от ребра жесткости, в СП 266.1325800 таких указаний нет;

6. СП 266.1325800 дает проектировщику большую свободу в выборе типа анкерных упоров и позволяет применять альтернативные коэффициенты редукции для нестержневых упоров, если их применение обосновано испытаниями и зафиксировано в нормативной документации производителя данного типа упоров. Это допущение выглядит достаточно дальновидным, поскольку стимулирует исследование вопросов, связанных с влиянием параметров конструирования узла объединения на его несущую способность. Зафиксированные в нормативных документах зависимости являются эмпирическими формулами, выведенными из исследования приварных анкерных упоров в виде стержней круглого диаметра, поэтому они могут не учитывать специфику работы упоров иной конструкции;

7. В части обеспечения огнестойкости конструкции СП 266.1325800 дает общие рекомендации, не учитывающие потенциальное снижение прочности анкерных связей при повышенных температурах, в то время как зарубежные стандарты снабжены полноценными методиками расчета конструкций на подобную ситуацию.

Так же, стоит отметить некоторые ошибки, допущенные в СП 266.1325800, которые были выявлены в ходе анализа:

1. В пунктах 6.2.1.6 и 6.2.1.10 при определении предельных усилий в бетоне предлагается умножать расчетное сопротивление бетона  $R_b$  на коэффициент надежности  $\gamma_b$ , значение которого больше 1,0, что повысит его до нормативного. Принимая во внимание то, что для стального сечения и арматуры используются расчетные сопротивления, данный коэффициент не имеет смысла. Очевидно, в формуле может быть целесообразным применения только коэффициента условий работы  $\gamma_{b,i}$ , значение которого меньше или равно 1,0;

2. Единственным критерием, описывающим параметр гибкости упоров, приведенный в СП 266.1325800 является его геометрическая форма. Однако, стандарты, упомянутые в числе гибких упоров, могут вести себя неподатливо при определенных соотношениях высоты упора к его диаметру. СП 266.1325800 должен быть дополнен критерием податливости, подтверждаемой в испытаниях по аналогии с EN 1994-1. Применение гибких упоров, помимо балок с частичным объединением, описанных в разделе 1.1, также необходимо для возможности равномерной расстановки упора вдоль контактного шва. В случае применения жестких упоров они должны быть расставлены в строгом соответствии с эпюрой сдвигающих усилий.

Таким образом, положения СП 266.1325800 по проектированию сталежелезобетонных перекрытий в вопросах расчета и конструирования анкерных упоров должны быть уточнены.



#### 1.4 Выводы к Главе 1 (постановка цели и задач исследования)

По результатам проведенного анализа существующих исследований можно сделать следующие выводы:

1. Одним из важнейших элементов монолитного сталежелезобетонного перекрытия является конструкция объединения, выполняемая в виде анкерных упоров различной конструкции. При работе комбинированного перекрытия на изгиб, анкерные упоры испытывают сложное напряженно-деформируемое состояние вследствие того, что интенсивность сдвигающих усилий, воспринимаемых упором, распределена вдоль его длины неравномерно. Применение профилированного настила в качестве несъемной опалубки при устройстве монолитной плиты сталежелезобетонного перекрытия так же оказывает влияние на эффективность работы упоров в качестве конструкции объединения и в общем случае снижает их сопротивление сдвигающей силе. Существует несколько методик расчета, позволяющих оценить зависимость прочности и деформативности анкерных упоров от геометрии профилированного настила, однако каждая из них имеет свою ограниченную область применения. Большая часть наиболее распространенных методик основана на введении в расчет коэффициента редукции, зависящего от геометрических характеристик настила и особенностей конструирования узла объединения;

2. В настоящее время накоплен достаточно большой объем данных по монолитным сталежелезобетонным перекрытиям с анкерными упорами в виде приварных стержневых элементов, работающих в условиях статических и квазистатических нагрузок как в России, так и за рубежом. Упоры иных конструкций, в частности, упоры, закрепляемые с помощью дюбель-гвоздей, изучены в меньшей степени. В России и странах СНГ монолитные сталежелезобетонные перекрытия с уголковыми анкерными упорами, закрепляемыми с помощью дюбель-гвоздей, ранее не исследовались;

3. Монолитные сталежелезобетонные перекрытия с конструкцией объединения в виде уголковых анкерных упоров, закрепляемых с помощью дюбель-гвоздей, могут быть рассчитаны и запроектированы на статические и

квазистатические нагрузки по СП 266.1325800. Методика расчета, применяемая в данном своде правил, изначально была разработана для приварных анкерных упоров и не учитывает некоторых особенностей работы упоров на дюбельных соединениях;

4. Принятая в СП 266.1325800 методика расчета коэффициента редукции для анкерных упоров, применяемых в сталежелезобетонных балочных перекрытиях по профилированному настилу, была разработана на основе исследований с ограниченным перечнем типоразмеров настила. Все исследования, составившие основу принятой методики расчета, были выполнены зарубежными учеными - исследования на настилах, изготовленных по отечественным стандартам, ранее не проводились. Более того, автором не было обнаружено исследований работы анкерных упоров в профилированном настиле с высотой гофры более 80 мм, что может ограничивать область применения СП 266.1325800;

5. При проектировании монолитного сталежелезобетонного перекрытия положение анкерных упоров внутри гофры профилированного настила играет большую роль. Соблюдение допустимых краевых и осевых расстояний, расстановка упора с учетом вектора воздействия сдвигающей силы (слабая/сильная позиция) так же влияют на несущую способность сдвигового соединения, и, как следствие, сталежелезобетонного перекрытия;

6. Существуют практические исследования сталежелезобетонных конструкций с плитами, устроенными по профилированному настилу, предлагающих альтернативные подходы к расчету коэффициентов редукции, учитывающих в том числе различные аспекты конструирования узла объединения. Данные методики показывают хорошую сходимость для перекрытий с анкерными упорами в виде приварных стержней, однако никогда не исследовались с точки зрения их применимости к расчету уголкового анкерного упора, закрепляемого с помощью дюбель-гвоздей. Так, например, методики Р. Лоусона [123], Б. Джаяса и М. Хусейна [118], Джонсона и Х. Юань [119] и М. Конрада [121] могут быть использованы как основа для разработки коэффициентов для данного типа упоров;

7. Расчет монолитного сталежелезобетонного перекрытия по СП 266.1325800 выполняется в предположении упругой работы материалов с учетом неупругих деформаций от ползучести бетона. Комбинированное сечение рассчитывается с полным объединением (без учета податливости анкерных упоров) исходя из гипотезы плоских сечений. Перекрытия с частичным объединением могут быть более экономичными в изготовлении (используется меньшее количество анкерных упоров) и обладать повышенной живучестью и сейсмостойкостью за счет пластичности стальных упоров. В настоящее время методика, учитывающая данный фактор при расчете монолитных сталежелезобетонных перекрытий, в СП 266.1325800 отсутствует;

Таким образом, целью данной работы ставится исследование напряженно-деформируемого состояния уголковых анкерных упоров в сталежелезобетонных балках с последующим совершенствованием методики их расчета и проектирования. Предполагаемая методика должна учитывать реальную несущую способность анкерных упоров с требуемым уровнем надежности в перекрытиях, устроенных как по съемной опалубке, так и в опалубке из профилированного настила. Методика должна учитывать податливость анкерных упоров.

Для выполнения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

1. Подготовить теоретическое обоснование для учета податливости упоров при расчете конструкции объединения и влияния геометрических характеристик стального профилированного настила на их прочность и деформативность;

2. Разработать программу экспериментальных исследований работы уголковых анкерных упоров, включающая в себя выбор методики испытаний и разработку методики оценки результатов испытаний;

3. Провести исследование НДС уголковых анкерных упоров, включающих в себя испытания уголковых анкерных упоров в составе фрагментов сталежелезобетонных перекрытий, устроенных по съемной и несъемной опалубке из профилированных настилов, численное моделирование работы упора и сталежелезобетонного балочного перекрытия;

4. Разработать предложения по совершенствованию методики расчета и проектирования сталежелезобетонных перекрытий, принятой в СП 266.1325800.2016, с учетом податливости уголковых анкерных упоров;

5. Разработать программу для ЭВМ, позволяющую выполнять предварительные расчеты конструкции объединения по предложенной методике.

## **Глава 2. Методика расчета уголковых анкерных упоров в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях**

### **2.1 Напряженно-деформируемое состояние монолитных сталежелезобетонных перекрытий**

Как было отмечено в разделе 1.3, методика расчета по СП 266.1325800 [62] предполагает проектирование сталежелезобетонных балочных перекрытий с полным объединением. В общем случае процесс проектирования сталежелезобетонного балочного перекрытия делится на следующие этапы:

1. Предварительный подбор стальной части сечения. Сечение стальной балки подбирается путем расчета по первому и второму предельным состояниям в соответствии с СП 16.13330 [57] из предположения, что между стальной конструкцией и железобетонной плитой нет элементов, обеспечивающих их совместную работу;

2. Расчет железобетонной части сечения по СП 63.13330 [60], подбор сечения арматуры. В случае, если предполагается применение профилированного настила не только как несъемной опалубки, но и в качестве внешнего армирования железобетонной плиты, необходимо выполнить расчет комбинированной плиты в соответствии с разделом 6.1 из СП 266.1325800 [62].

3. Расчет сталежелезобетонного сечения (стальная балка + железобетонная плита) по СП 266.1325800 [62]. На данном этапе нужно определить геометрические характеристики объединенного сечения, рассчитать напряжения в бетоне, арматуре и стальной балке, а также определить необходимое количество упоров. Кроме того, необходимо удовлетворить требования по огнестойкости конструкции в соответствии с СП 2.13130 [56].

4. В случае если по результатам расчета процент использования комбинированного сечения за счет работы упоров составляет менее 80%, целесообразно уменьшить сечение исходной стальной балки, что позволит снизить вес и толщину перекрытия [77]. После оптимизации сечения, нужно выполнить проверочный расчет.

5. Разработка узлов объединения сталежелезобетонного перекрытия с учетом конструктивных требований, предъявляемых соответствующими положениями СП 266.1325800 [62].

При расчете сталежелезобетонных сечений следует учитывать тот факт, что интенсивность напряжений от продольного изгиба в поперечном сечении изменяется по ширине пролета неравномерно. Принципиальная схема распределения усилий показана на рисунке 2.1. Для того, чтобы адекватно оценить максимальное напряжение в конструкции от продольного изгибающего момента (точка  $D$  на рисунке 2.1), реальная ширина сечения  $B$ , определяемая как сумма половин свесов комбинированной балки, должна быть заменена эффективной шириной  $b_{sl}$ , так чтобы площадь  $GHJK$  была равна площади  $ACDEF$ . Исследования, основанные на теории упругости, показали, что отношение  $b_{sl}/B$  имеет определённую зависимость от отношения  $B$  к пролету  $L$ , типа нагрузки, граничных условий на опорах и других переменных [119].

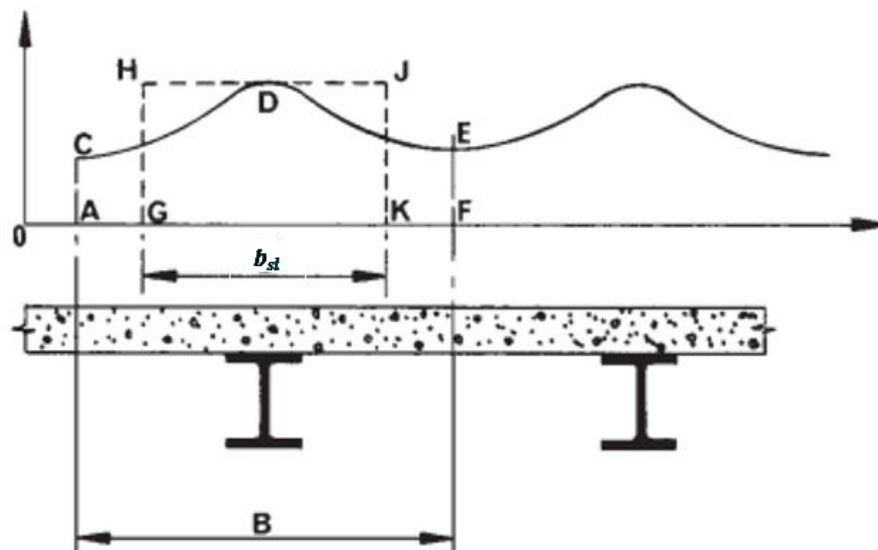


Рисунок 2.1 – Схема распределения усилий в поперечном сечении сталежелезобетонного перекрытия от изгибающего момента

Для определения усилий в сталежелезобетонном сечении необходимо определить его геометрические характеристики (рисунок 2.2).

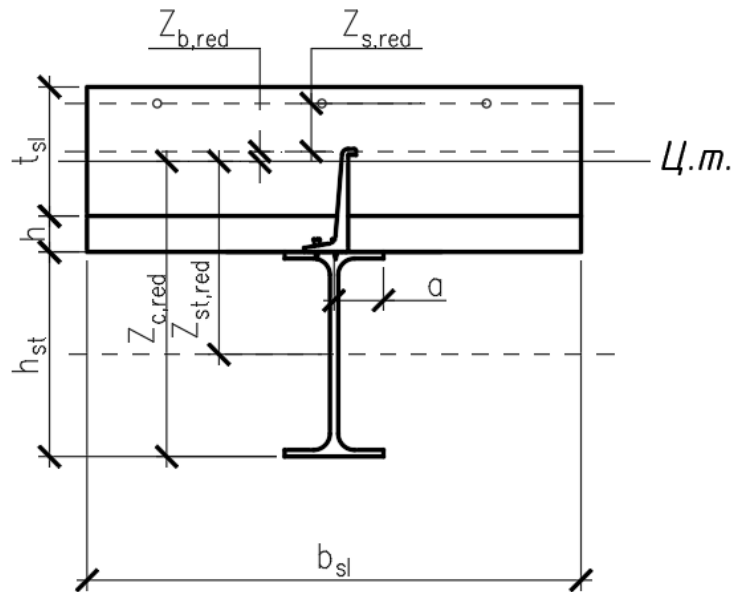


Рисунок 2.2 – Схема для определения геометрических характеристик сталежелезобетонного сечения.

Эффективная ширина расчетного сечения (по п. 4.4.4.9 в [62]):

$$b_{sl} = 2(a + 6t_{sl}) \quad (2.1)$$

Площадь бетона, вовлеченного в совместную работу:

$$A_b = b_{sl} \cdot t_{sl} \quad (2.2)$$

При расчете значения геометрические характеристики следует делить на коэффициент приведения  $\alpha$  согласно 4.4.4.2 в [62]. Таким образом, площадь сталежелезобетонного сечения:

$$A_{red} = A_{st} + \frac{A_b}{\alpha} \quad (2.3)$$

Центры тяжести стального и приведенного сечений следует определять по сечению брутто. Координата центра тяжести составного сечения балки относительно растянутой грани стальной балки:

$$z_{c,red} = \frac{A_{st} \cdot z_1 + A_b/\alpha \cdot z_2 + A_s/\alpha \cdot z_3}{A_{st} + \frac{A_b}{\alpha} + \frac{A_s}{\alpha}} \quad (2.4)$$

Расстояние от центра тяжести бетонного сечения до центра тяжести составного сечения:

$$z_{b,red} = h_{st} + (t_{sl} + h) - 3t_{sl} - z_{c,red} \quad (2.5)$$

Момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести составного сечения:

$$I_{b,red} = I_b + z_{b,red} \cdot \frac{A_b}{\alpha} = \frac{b_{sl} \cdot t_{sl}^3}{12} + z_{b,red} \cdot \frac{A_b}{\alpha} \quad (2.6)$$

Расстояние между центром тяжести стальной балки и центром тяжести составного сечения:

$$z_{st,red} = \frac{h_{st}}{2} - z_{c,red} \quad (2.7)$$

Момент инерции стальной балки относительно центра тяжести составного сечения:

$$I_{st,red} = J_x + z_{st,red} \cdot A_{st} \quad (2.8)$$

Расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до центра тяжести составного сечения:

$$z_{s,red} = h_{st} + (t_{sl} + h) - t' - z_{c,red} \quad (2.9)$$

Момент инерции сжатой арматуры относительно центра тяжести составного сечения:

$$I_{s,red} = I_s + z_{s,red} \cdot \frac{A_s}{\alpha} = \frac{\pi \cdot d^3}{32} + z_{s,red} \cdot \frac{A_s}{\alpha} \quad (2.10)$$

Момент инерции сталежелезобетонного сечения:

$$I_{red} = I_{st,red} + I_{b,red} + I_{s,red} \quad (2.11)$$

Момент сопротивления сталежелезобетонного сечения:

$$W_{stb,red} = \frac{I_{red}}{z_{c,red}} \quad (2.12)$$



Условие прочности для сталежелезобетонного сечения:

$$M \leq R_b \cdot A_b \cdot y_b + R_s \cdot A_s \cdot y_s + R_y \cdot A_{st} \cdot y_{st} \quad (2.13)$$

Напряжение в бетоне и арматуре следует определять с учетом неупругих деформаций от усадки и ползучести бетона, а также температурного расширения материалов. При учете неупругих деформаций допускается применять коэффициенты приведения, найденные по условным модулям упругости бетона.

Расчеты по образованию и раскрытию трещин элементов сталежелезобетонных конструкций должны удовлетворять основным требованиям, предъявляемым к расчетам по трещиностойкости и трещинообразованию в [60, 62].

Сталежелезобетонные балочные перекрытия рассчитывают по деформациям исходя из условия ограничения предельно допустимых значений прогибов или перемещений  $f_{ult}$  прогибами и перемещениями конструкции  $f$  от действия внешней нагрузки:

$$f \leq f_{ult} \quad (2.14)$$

Прогибы или перемещения сталежелезобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых жесткостных характеристик элемента в различных сечениях по его длине. Прогиб сталежелезобетонного балочного перекрытия  $f$ , при условии его шарнирного опирания, определяется по формуле:

$$f = f_c \left[ 1 + k(1 - \eta) \left( \frac{f_{st}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (2.15)$$

где  $k$  – коэффициент условий монтажа перекрытия.  $k = 0,5$  для перекрытий, в которых стальная балка имеет монтажные подпорки при бетонировании плиты;  $k = 0,3$  при проведении монолитных работ без подборок;

$f_c$  – прогиб сталежелезобетонного перекрытия при полном объединении, определяется по формуле:

$$f_c = \frac{5ql^4}{384E_{st}I_{red}} \quad (2.16)$$

$f_{st}$  – прогиб стальной балки без объединения с железобетонной плитой, определяется по формуле:

$$f_{st} = \frac{5ql^4}{384E_{st}I_{st}} \quad (2.17)$$

Значения предельно допустимых деформаций при определении  $f_{ult}$  принимают в соответствии с [58] и иными нормативными документами. При действии постоянных и временных длительных и кратковременных нагрузок прогиб сталежелезобетонных перекрытий не должен превышать 1/150 пролета и 1/75 вылета консоли для любых случаев.

Кривизну и продольные деформации сталежелезобетонного элемента также определяют по нелинейной деформационной модели исходя из гипотезы плоских сечений, диаграмм деформирования бетона, арматуры и стали и средних деформаций арматуры между трещинами.

Деформации сталежелезобетонных элементов следует рассчитывать с учетом длительности действия нагрузок, устанавливаемых соответствующими нормативными документами. При вычислении прогибов жесткость участков элемента следует определять с учетом наличия или отсутствия нормальных к продольной оси элемента трещин в растянутой зоне их сечения.

## **2.2 Расчет уголкового анкерного упора в перекрытиях, устроенных по съемной опалубке**

Как было показано в главе 1, при изгибе сталежелезобетонного балочного перекрытия в зоне контактного шва между бетонной и стальной частями возникает сдвигающая сила, которая должна быть компенсирована конструкцией объединения для того, чтобы сечение можно было считать комбинированным. Для

объяснения природы сдвигающей силы в перекрытии, рассмотрим шарнирно опертую комбинированную балку с некоторой нагрузкой, вызывающей достаточно большие деформации балки. Если мы знаем распределение напряжений в сечении 1-1, удаленному на расстояние  $l$  от опоры, то для него будет характерно следующее напряженно-деформируемое состояние (рисунок 2.3): предположим, что нейтральная ось Н.о. лежит в стальной части комбинированного сечения, так что участок ниже нейтральной оси Н.о. подвергается растяжению, а вышележащая часть сечения сжата. Если мы проинтегрируем растягивающие напряжения в сечении, это будет эквивалентно некой нормальной силе  $N_{st}$ , действующей на  $h_2$  ниже границы шва сталь/бетон на уровне центра тяжести стального сечения, а интегрирование сжимающих напряжений даст нормальную силу  $N_b$ , действующую на расстоянии  $h_1$  выше границы раздела. Напряжениями в продольном армировании можно пренебречь ввиду их небольшой величины относительно напряжений в бетоне.

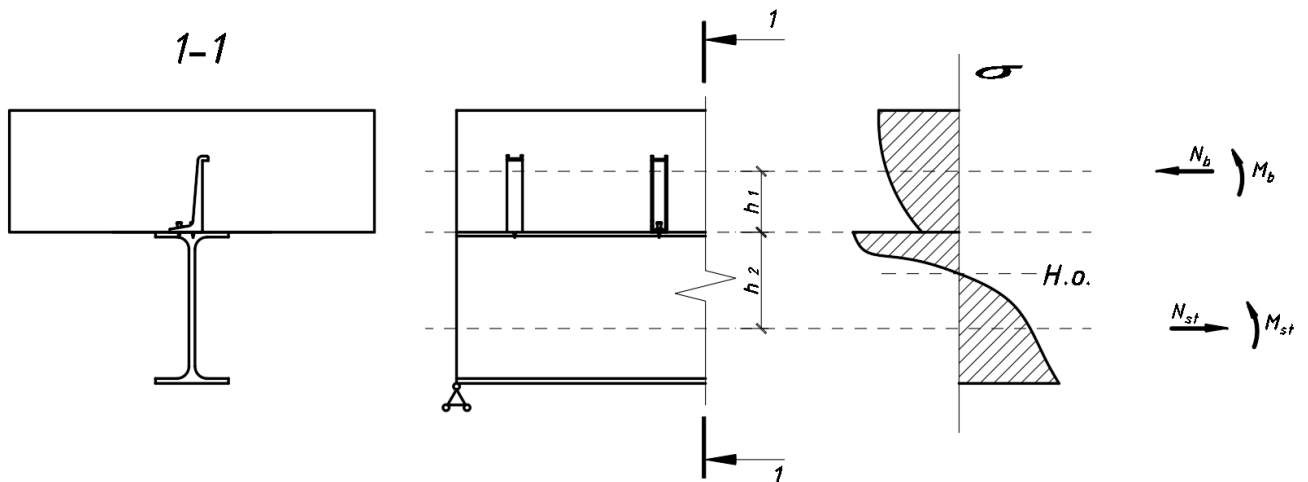


Рисунок 2.3 – Напряженно-деформируемое состояние сталежелезобетонного перекрытия

Исходя из условия равновесия  $N_b = N_{st}$ , изгибающий момент от приложенной нагрузки будет следующими усилиями:

$$M = M_b + M_{st} + N_b(h_1 + h_2) \quad (2.18)$$

Далее, рассмотрим распределение усилий бетонной части сечения (рисунок 2.4).

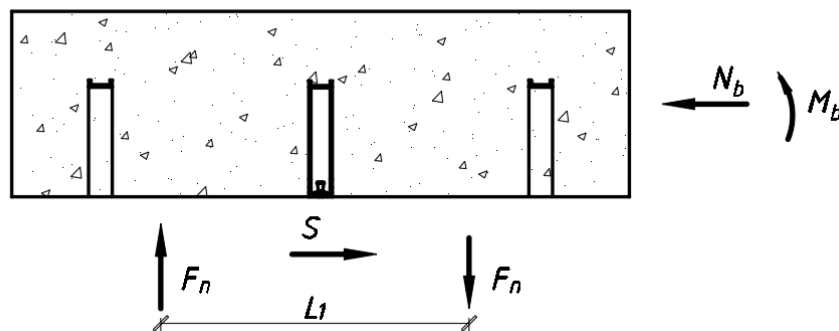


Рисунок 2.4 – Распределение усилий в бетонной части сталежелезобетонного перекрытия

Поскольку левый конец пролета опирается на шарнирную опору, для достижения внутреннего равновесия сил общее усилие сдвига, приходящееся на конструкцию объединения в виде анкерных упоров  $S$ , должно быть равно  $N_b$ . Кроме того, усилие справа, образованное моментом от  $M_b$  и  $N_b h_1$ , должно быть уравновешено моментом  $L_1 F_n$  (где  $F_n$  - от нормальная сжимающая сила в бетоне). Это создает требование к конструкции объединения воспринимать также и растягивающее усилие, равное по модулю  $F_n$ . Поскольку данное растягивающее усилие стремится оторвать железобетонную плиту от стальной балки на свободных концах перекрытия, в отечественной нормативной базе для обозначения данного параметра используется термин «концевое усилие» и его производные.

Для того, чтобы определить величины описанных усилий, необходимо задаться размерами расчётных участков для рассматриваемой конструкции. В СП 266.1325800 [62] приведен перечень типов поперечных сечений, которые могут задавать границы  $i$ -ых расчетных участков:

- опоры;
- сечения с максимальным изгибающим моментом;
- сечения с нулевым моментом;
- сечения, в которых приложены сосредоточенные нагрузки или реакции;
- сечения со скачкообразным изменением своих размеров, при которых отношение большего момента сопротивления к меньшему превышает 1,2;
- свободные концы консолей.

Также, при расчете монолитного перекрытия с плитами, устроенными по стальному профилированному настилу размеры расчетных участков могут приниматься кратными шагу гофр настила.

Согласно [62], сдвигающая сила в шве объединения на  $i$ -том участке определяется по формуле:

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{s1}A_s) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{s2}A_s) \quad (2.19)$$

Концевое усилие, согласно [62], определяется по формуле

$$S_{ab} = 5,6 \cdot S_e \frac{z_{b,st2}}{h + b_{sl}} \quad (2.20)$$

где  $z_{b,st2}$  – расстояние от центра тяжести поперечного сечения бетона до верхнего волокна стальной балки;

$S_e$  – полное концевое сдвигающее усилие, определяемое по (2.17) для расчетного участка над опорой длиной  $a_b$ , определяемой по (2.18) при  $\sigma = 0$  на конце со стороны пролета.

$$a_b = 0,36(h_{stb} + b_{sl}) \quad (2.21)$$

Поскольку при применении [62], расчеты следует выполнять исходя из гипотезы плоских сечений, податливость анкерных упоров не учитывается и, как следствие, не допускается. Сталежелезобетонное перекрытие, запроектированное таким образом, в мировой практике называется комбинированной конструкцией с полным объединением. В случае абсолютно жёстких анкерных упоров, достижение предела прочности материала упора приведет к хрупкому разрушению и падению сопротивления сдвигу конструкции объединения до 0. Следовательно, деформации материала не смогут быть распределены вдоль конструкции перекрытия.

В реальности даже жесткие упоры (например, приварные элементы стальных прокатных профилей) обладают некоторой податливостью и способны к ограниченному распределению сдвигающих сил вдоль контактного шва.

В случае применения гибких (податливых) упоров допускается ограниченное перемещение железобетонной плиты вдоль шва объединения. Считается, что

материал упора при достижении некоторого уровня напряжений переходит в пластическое состояние, благодаря чему сдвигающее усилие распределяется от наиболее нагруженного сечения (в случае шарнирно-опертой балки – сечения над опорами) к менее нагруженным (рисунок 2.6 б). В идеальной расчетной ситуации, конструкция перекрытия достигнет предельного состояния тогда, когда все упоры будут нагружены предельно-допускаемой нагрузкой и достигнут нормативных деформаций (рисунок 2.6 в).

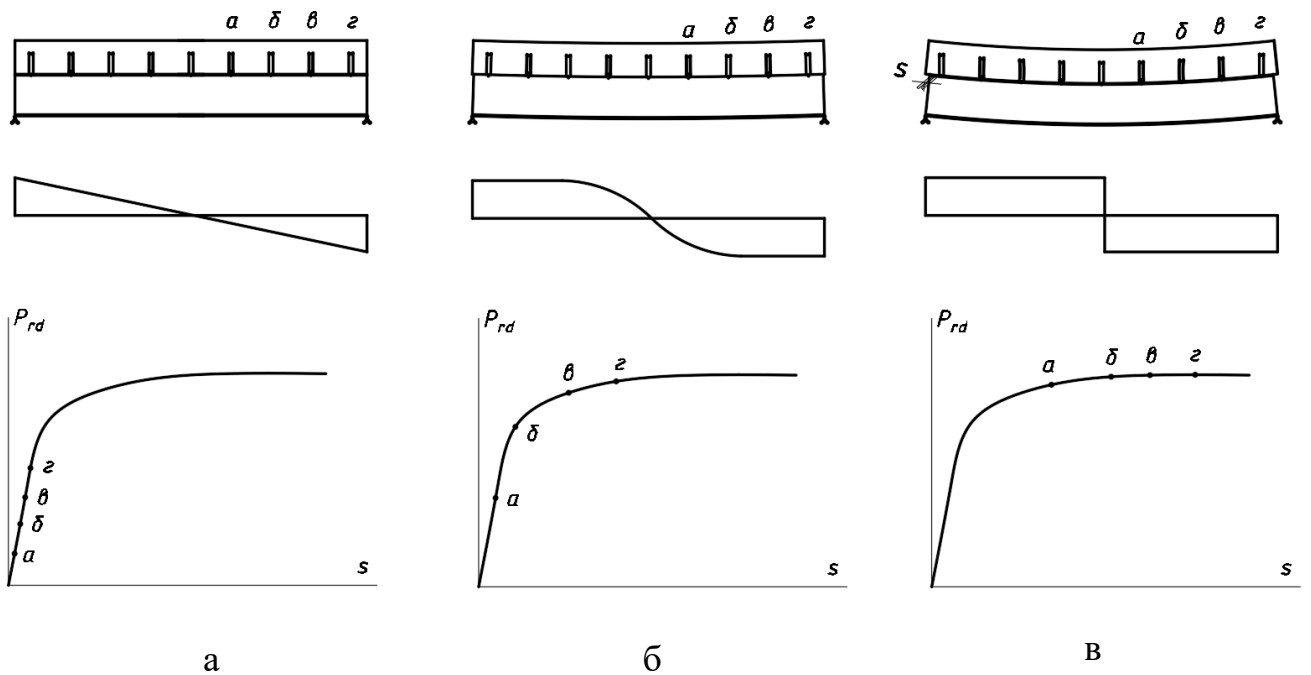


Рисунок 2.6 – Стадии напряженно-деформируемого состояния сталежелезобетонного перекрытия, объединенного гибкими упорами

Рассмотрим распределение усилий между гибкими анкерными упорами вдоль контактного шва на примере конечно-элементной модели (рисунок 2.7). При загрузке комбинированной балки с подобранным количеством анкерных упоров, обеспечивающих полное объединение, до предельного допускаемого момента  $M_u$  мы видим, что усилия в упорах достигают предела текучести по всей длине контактного шва за исключением небольшой зоны в середине пролета (рисунок 2.8).

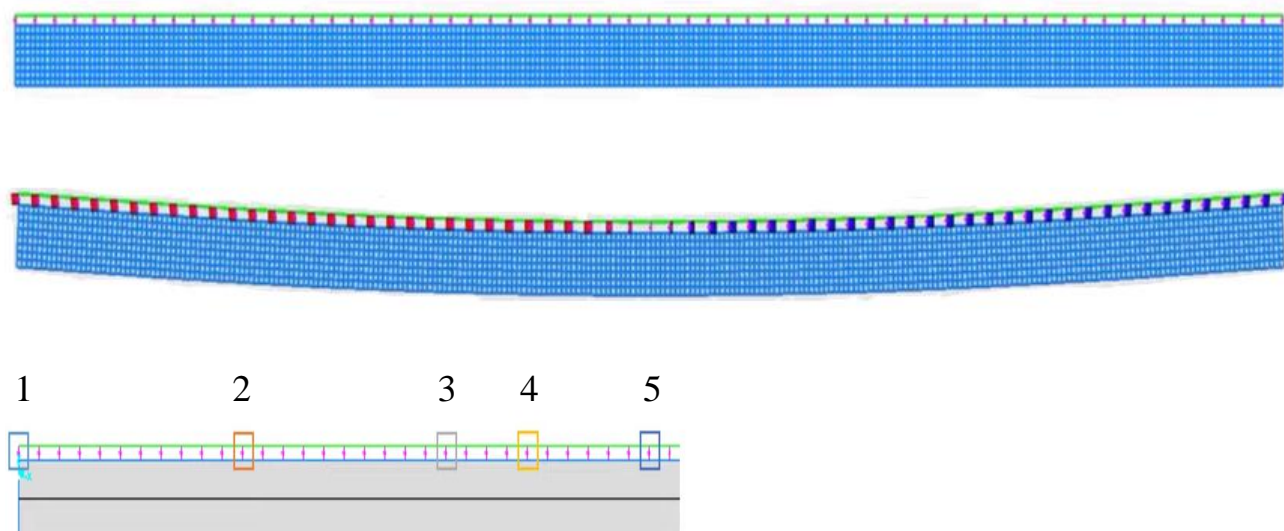


Рисунок 2.7 – Численная модель сталежелезобетонного перекрытия, объединенного жесткими упорами

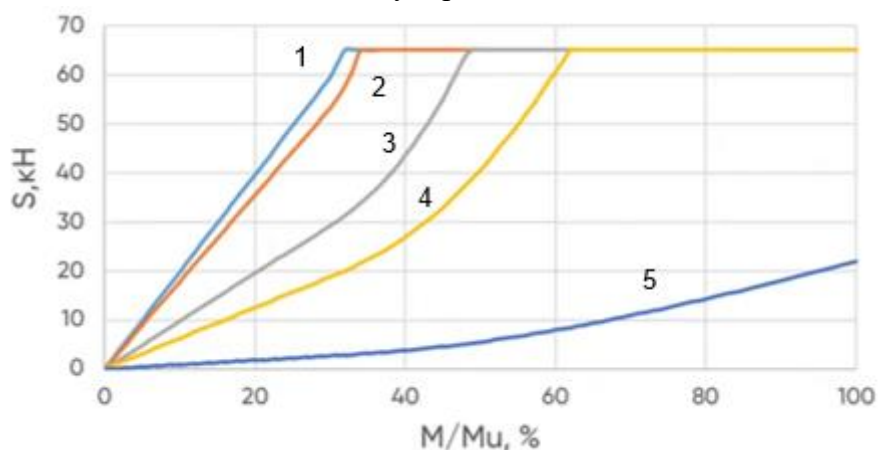


Рисунок 2.8 – Напряженно-деформируемое состояние гибких упоров по численной модели на рисунке 2.7

Поскольку свод правил [62] предписывает учитывать пластические деформации стали и бетона из предположения, что конструкция может работать за пределами упругой стадии, учет податливости упоров при расчете видится также необходимым, поскольку позволит проектировать более экономически эффективные конструкции. Учет податливости упоров при расчете также дает возможность применить концепцию частичного объединения, описанную в некоторых зарубежных нормативных документах.

После того, как сдвигающая сила в шве объединения на  $i$ -том участке определена, необходимо запроектировать конструкцию объединения в виде

анкерных упоров, суммарное сопротивление сдвигу которых на данном участке будет превышать сдвигающую силу:

$$S_i \leq \sum P_{rd} \quad (2.22)$$

Методика определения  $P_{rd}$  зависит от типа анкерного упора: для приварных анкерных упоров простых геометрических форм существуют расчетные формулы, позволяющие определить несущую способность анкерного упора. В случае применения уголковых анкерных упоров на дюбельных соединениях более целесообразно использовать результаты сдвиговых испытаний.

### **2.3 Расчет уголковых анкерных упоров в перекрытиях, устроенных по несъемной опалубке в виде профилированного настила**

Профилированный настил наиболее часто используется при устройстве монолитных сталежелезобетонных перекрытий в качестве несъемной опалубки, которая позволяет снизить трудоемкость монтажа перекрытия и уменьшить количество бетона. С точки зрения напряженно-деформируемого состояния такое перекрытие мало отличается от плоского перекрытия, устроенного по съемной опалубке. С точки зрения расчета, изменение касается определения расчетной площади бетонного сечения: бетон в ребрах, образованных гофрами профилированного настила, как правило, не учитывается (рисунок 2.9).



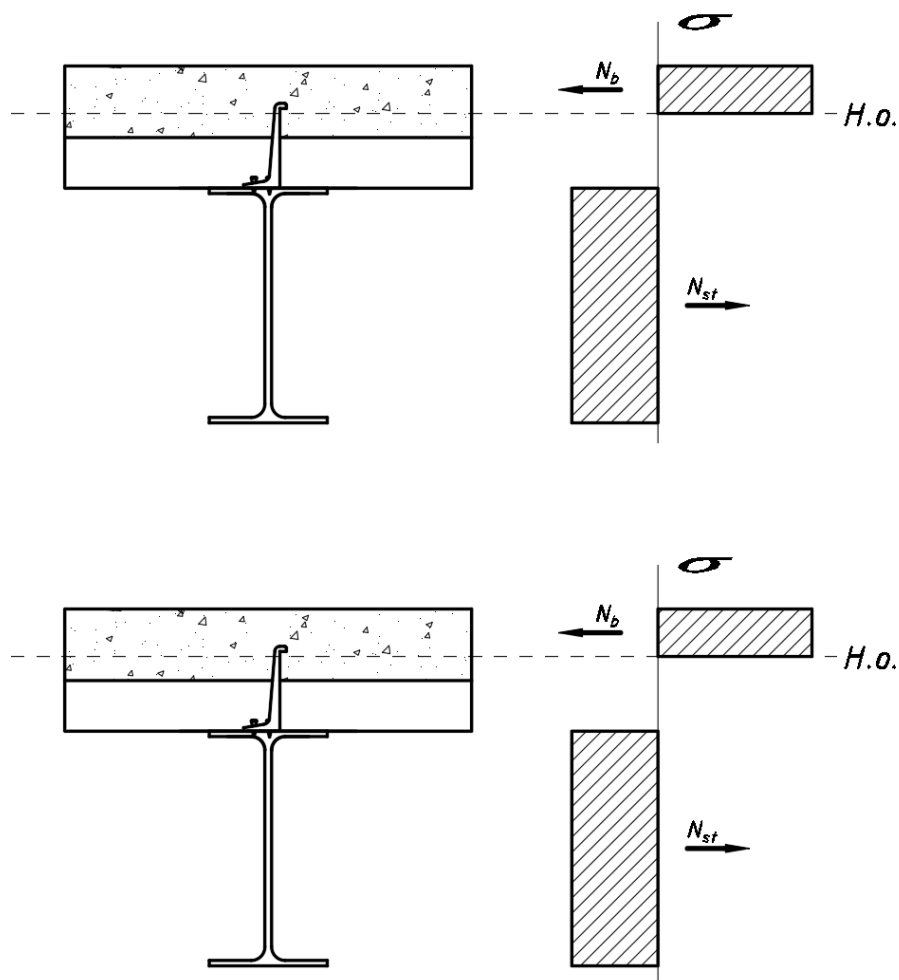


Рисунок 2.9 – Напряженно-деформируемое состояние монолитного перекрытия, устроенного по профилированному настилу

Исследования, описанные в главе 1, показывают, что применение профилированного настила может оказывать негативное влияние на прочность конструкции объединения: чем более узкой и глубокой становится гофра настила, тем выше вероятность, что анкерная связь разрушится вследствие раскалывания бетона при меньших нагрузках на перекрытие. Существует несколько направлений исследований, которые предлагают оценивать это влияние через набор конструктивных параметров перекрытия, таких как геометрические характеристики настила (высота и ширина гофры, толщина листа), краевые и осевые расстояния между анкерными упорами, прочность бетона и стального настила. Результатами таких исследований становится коэффициент редукиции, который применяется к расчётному сопротивлению анкерного упора в «идеальных

условиях», т.е. в перекрытии, устроенном по съёмной опалубке, в котором анкерная связь разрушается по контакту упора с основанием или вследствие разрушения материала упора:

$$P_{rd} = k_t \cdot P_{rd} \quad (2.23)$$

Согласно п. 9.1.2 СП 266.1325800 [62], следует учитывать снижение несущей способности конструкции объединения путем введения коэффициента редукиции, величина которого зависит от ее податливости. Так для жестких упоров коэффициент  $k_t$  равен 0,9 (при ширине гофры  $b_0 = 1,3-1,5b_{dr}$ , где  $b_{dr}$  - ширина площади смятия бетона упором).

В случае если  $b_0 \leq 1,3b_{dr}$  коэффициент принимается равным 0,7. Для гибких упоров коэффициент редукиции рассчитывается по формуле, выбор которой зависит от расположения гофр настила относительно стальной балки. При расположении гофр настила поперек, коэффициент редукиции равен:

$$k_t = 0,7 \frac{b_0(h_{an} - h)}{h^2 \sqrt{n_r}} \leq 1 \quad (2.24)$$

где  $n_r$  – количество упоров в одном гофре, для одного или двух упоров в каждой гофре принимается равным 1; для 2 и более упоров принимается равным 2;  $h_{an}$  – высота упора, принимается не более  $h + 75$ .

В случае, если высота гофры  $h$  составляет более 85 мм и не превышает ее ширину  $b_0$ , коэффициент принимается равным 1. Если гофры настила расположены вдоль стальной балки, коэффициент редукиции имеет вид:

$$k_t = 0,6 \frac{b_0(h_{an} - h)}{h^2 \sqrt{n}} \leq 1 \quad (2.25)$$

При этом, согласно п. 9.1.2.1а [62], допускается применение иных коэффициентов редукиции, если они указаны в нормативной документации производителя упоров.

В первой главе были рассмотрены иные методики расчета коэффициента  $k_t$ , применяемые как для уголкового упора, закрепляемого с помощью дюбелей, так и для других типов анкерных упоров. Известна формула расчета коэффициента  $k_t$  для уголкового анкерного упора, предложенная Ф. Эггертом [117]. Она основана на той же зависимости от количества упоров, установленных в одной гофре, высоты анкерного упора, ширины гофры и высоты гофры профилированного настила, что и формулы (2.24)-(2.25), но с иными значениями численных аргументов. Для упоров, установленных перпендикулярно гофрам настила, уложенного поперек стальной балки, формула имеет вид:

$$k_t = \frac{0,66}{\sqrt{n}} \cdot \frac{b_0}{h} \cdot \left( \frac{h_{an}}{h} - 1 \right) \leq 1,0. \quad (2.26)$$

При установке уголкового упора параллельно гофрам профилированного настила, уложенного поперек стальной балки:

$$k_t = \frac{1,18}{\sqrt{n}} \cdot \frac{b_0}{h} \cdot \left( \frac{h_{an}}{h} - 1 \right) \leq 1,0. \quad (2.27)$$

При расчете коэффициента  $k_t$  по формуле (2.27), итоговое расчетное значение сопротивления упора сдвигу также следует ввести дополнительный коэффициент надежности  $\gamma = 0,89$  [117]. В случае, если профилированный настил ориентирован гофрами вдоль стальной балки, коэффициент редукции  $k_t$  определяется по формуле (2.25). Данная методика расчета коэффициента приведена в Европейской технической оценке ЕТА на уголкового упора Hilti X-NVB [105] и рекомендуется к применению производителем упоров [52].

По результатам анализа методик расчета коэффициента  $k_t$ , предложенных другими исследователями для стад-болтов, было выявлено несколько формул, применение которых возможно для уголкового упора, закрепляемого с помощью дюбелей. Методика расчета Б. Джаяса и М. Хусейна [118] основана на анализе геометрии пирамидальной поверхности разрушения, впервые предложенном Н. Хоукинсом и Д. Митчеллом [112]. Она учитывает такие параметры как: вид бетона по плотности, кубиковую прочность бетона и площадь пирамидальной

поверхности разрушения. Было предложено две эмпирических зависимости для настила высотой 38 мм (1.22) и 76 мм (1.23). Данная методика дает достаточно точные результаты для приварных анкерных упоров в пределах рассмотренных Б. Джаясом и М. Хусейном случаев, однако никогда не применялась для оценки сдвигового сопротивления уголковых анкерных упоров на дюбелях.

Методика расчета Дж. Моттрамом и Р. Джонсоном [130] основана на той же зависимости, что и методика СП 266.1325800, однако, помимо «стандартных» параметров, применяемых в формулах (2.24)-(2.25), учитывает также положение анкерного упора относительно стенок гофры (учет «сильной» и «слабой» позиции). На основании методики Дж. Моттрама и Р. Джонсона разработана методика расчета, предложенная Р. Лоусоном [123], поэтому целесообразно рассматривать их совместно друг с другом. Обе методики ранее не применялись для оценки сдвигового сопротивления уголковых анкерных упоров на дюбелях.

Известна методика расчета коэффициента  $k_t$ , предложенная Р. Джонсоном и Х. Юань [119], в которой помимо уже рассмотренных выше геометрических характеристик учитывается вероятный механизм разрушения анкерной связи путем введения дополнительных коэффициентов, вычисляемых по формулам (1.25), (1.30), (1.34).

Методика расчета коэффициента  $k_t$ , предложенная М. Конрадом [121], была разработана для стад-болтов и дает наилучшую сходимость в сравнении с вышеописанными методиками для данного типа упоров. Коэффициент  $k_t$  рассчитывается по формуле:

$$k_t = k_n \left( x_1 \frac{h_{an}}{h} + x_2 \frac{b_0}{h} + x_3 \left( \frac{b_0}{h} \right)^2 + x_4 \right), \quad (2.28)$$

где  $x_1, x_2, x_3, x_4$  – численные коэффициенты, принимаемые по таблице 2.1;

$k_n$  – коэффициент, зависящий от количества упоров в гофре, для одного упора =1, для двух = 0,8.

Таблица 2.1 Численные коэффициенты к формуле М. Конрада

Положение упора		$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$
Сильная позиция: $e > 100$ мм	$h_{an}/h \leq 1,56$	0,24	0,145	0,03	0
	$h_{an}/h > 1,56$	0,318	0,103	0,003	0
Средняя позиция: $55 < e \leq 100$ мм	$h_{an}/h \leq 1,56$	0,25	0,17	$6,79 \cdot 10^{-4}$	0
	$h_{an}/h > 1,56$	$6,83 \cdot 10^{-4}$	0,042	$5,34 \cdot 10^{-4}$	0,663
Слабая позиция: $e \leq 55$ мм	$h_{an}/h \leq 1,56$	0,305	0,004	0,036	-0,095
	$h_{an}/h > 1,56$	0,026	0,266	0,029	0

#### **2.4 Разработка методики расчета сталежелезобетонных балочных перекрытий с частичным объединением уголковыми упорами**

Как показано в первой главе, в мировой практике расчета сталежелезобетонных балочных перекрытий встречается два подхода к проектированию конструкции объединения, которое может быть полным либо частичным.

При полном объединении количество анкерных упоров подбирается таким образом, чтобы их сопротивление сдвигу на расчётном участке шва объединения превышало сдвигающую силу. При такой конфигурации конструкции исключается деформирование упоров и перемещение плиты вдоль шва объединения.

При частичном объединении суммарное сопротивление сдвигу может быть меньше сдвигающей силы если выполняется ряд условий, одним из которых является применение гибких упоров. За счет допущения деформирования упоров, располагаемых в приопорных участках сталежелезобетонного перекрытия при частичном объединении проектировщик может добиться более экономичной конструкции, в которой задействуется меньшее количество анкерных упоров, чем в перекрытии с полным объединением.

Как было отмечено в выводах к первой главе, существующая методика расчета и проектирования по СП 266.1325800 [62] имеет ряд положений, которые необходимо дополнить:

- введением критерия, позволяющего провести классификацию упоров по податливости (жесткие-гибкие);
- положениями по расчету сталежелезобетонных перекрытий с полным объединением и частичным объединением;
- уточнением коэффициента редукции  $k_r$  для учета влияния геометрии профилированного настила на несущую способность анкерных упоров;

Принимая во внимание описанные выше положения, автором предлагается методика расчета сталежелезобетонных перекрытий, алгоритм которой представлен на блок-схеме на рисунке 2.10. Основу методики составляют положения СП 266.1325800 [62]; существующие этапы расчета, имеющие авторские корректировки, взяты в синюю рамку; ранее отсутствующие этапы обведены красной линией.

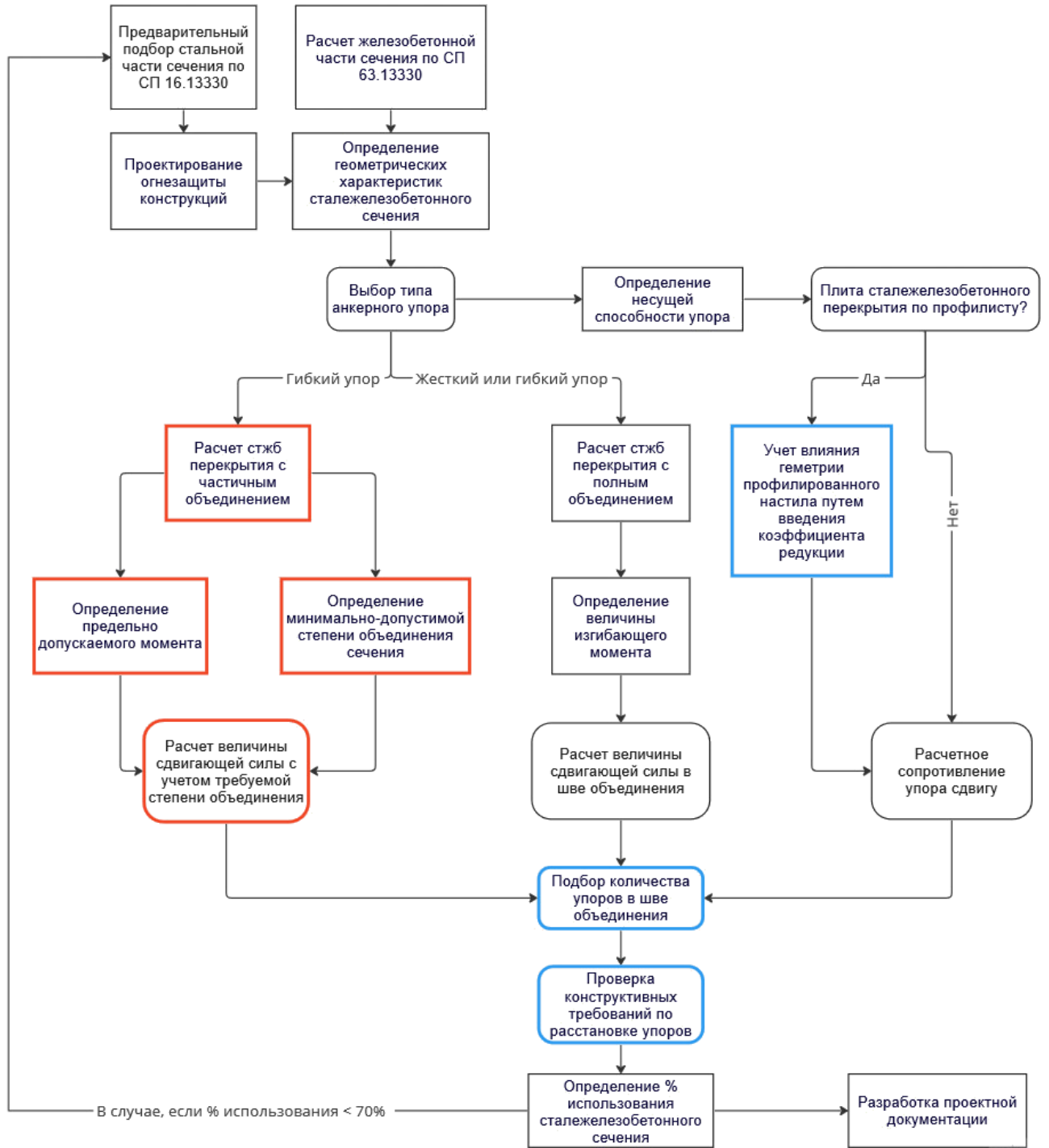


Рисунок 2.10 – Алгоритм расчета по предлагаемой методике

Для расчета сталежелезобетонного балочного перекрытия в пластической стадии с частичным объединением примем положения, изложенные в EN1994-1 [104], поскольку данный стандарт имеет схожую с СП 266.1325800 логику и расчётные принципы. Данное предложение позволит получить дополнительный экономический эффект от применения сталежелезобетона за счет использования деформативных свойств гибких упоров, которые должны быть выбраны в качестве

конструкции объединения после определения геометрических характеристик сталежелезобетонного сечения (рисунок 2.10). В качестве критерия гибкости упора предлагается использовать величину податливости упора  $\delta \geq 6$  мм, определенное при сдвиговых испытаниях упоров в соответствии с методикой, предложенной в разделе 2.2.

#### 1. Расчет сталежелезобетонного сечения с частичным объединением.

Согласно пункту 6.2.1.1 стандарта [62], при расчете прочности нормальных сталежелезобетонных поперечных сечений следует учитывать нелинейные свойства материалов. Расчет на действие положительного изгибающего момента допускается выполнять в упругой стадии по п.6.2.1.3-6.2.1.5 [62], либо в пластичной стадии по п. 6.2.1.6 [62]. Условие прочности для  $i$ -того расчетного сечения по п.6.2.1.6. (6.52) [62] имеет вид:

$$M \leq R_b \cdot A_b \cdot Z_{b,red} \pm R_s \cdot A_s \cdot z_{s,red} \pm R_y \cdot A_{st} \cdot Z_{st,red} \quad (2.29)$$

Знаки слагаемых в формуле зависят от направления создаваемого ими изгибающего момента относительно рассматриваемой оси. При этом, согласно примечанию в п.6.2.1.5 [62], должно выполняться условие:

$$N = R_b \cdot A_b + R_s \cdot A_s = R_y \cdot A_{st} \quad (2.30)$$

Стоит отметить, что при реальных расчетах сталежелезобетонного балочного перекрытия с плитами, устроенными по профнастилу, величина нормальной силы в сжатой арматуре будет незначительной относительно нормальных сил в бетоне и стальной балке, поэтому слагаемым  $R_s \cdot A_s$  можно пренебречь. Далее, для удобства изложения, обозначим правую часть уравнения (2.29) как  $M_{pl,Rd}$  (предельно допустимый момент в сталежелезобетонной балке).

Как было отмечено в разделе 1.3, расчет сталежелезобетонного балочного перекрытия с частичным объединением предполагает работу конструкций в пластичной стадии, допускающей податливое поведение упоров.



Формула для определения предельно допускаемого момента в сталежелезобетонной балке в пластической стадии  $M_{pl,Rd}$  зависит от положения нейтральной оси в комбинированном сечении [109].

Если нейтральная ось пересекает бетонную плиту (при условии  $N_b > N_{st}$ ):

$$M_{pl,Rd} = R_y \cdot A_{st} \left( \frac{h_{st}}{2} \right) + R_b b_{sl} \left( t_{sl} - \frac{h_c}{2} \right) \quad (2.31)$$

где  $h_c$  – высота сжатой зоны бетонной плиты, определяемая по формуле:

$$h_c = \frac{R_y \cdot A_{st}}{R_b b_{sl}} \quad (2.32)$$

Если нейтральная ось пересекает сжатую полку стальной балки (при условии  $N_b \leq N_{st}$  и  $N_b < R_y \cdot s_{st} \cdot (h_{st} - 2t_{st})$ ):

$$M_{pl,Rd} = R_b \cdot b_{sl} \frac{(h + t_{sl})^2}{2} + R_y \cdot A_{st} \cdot \frac{h_{st}}{2} - 2R_y \cdot b_{sl} \cdot \frac{t_{st}^2}{2} - 2R_y \cdot s_{st} \left( \frac{x^2 - t_{sl}^2}{2} \right) \quad (2.33)$$

где  $x$  – высота сжатой зоны стальной балки, определяемая по формуле:

$$x = \frac{R_y \cdot A_{st} - R_b \cdot b_{sl}(h + t_{sl}) - 2R_y \cdot t_{st}(b_{sl} - s_{st})}{2R_y \cdot b_{sl}} \quad (2.34)$$

Если нейтральная ось располагается на уровне стенки стальной балки (при условии  $N_b \leq N_{st}$  и  $N_b < R_y \cdot s_{st} \cdot (h_{st} - 2t_{st})$ ):

$$M_{pl,Rd} = R_b \cdot b_{sl} \frac{(h + t_{sl})^2}{2} + R_y \cdot A_{st} \cdot \frac{h_{st}}{2} - 2R_y \cdot b_{sl} \cdot \frac{x^2}{2} \quad (2.35)$$

Для того, чтобы при изгибе сохранялось равновесие внутренних сил в комбинированном сечении, сжимающие усилия в плите должны быть уравновешены погонными усилиями в шве объединения, возникающие от касательных напряжений. Сумма сил по шву объединения равна:

$$\sum S_i = \min(R_b \cdot A_b, R_s \cdot A_s) \quad (2.36)$$

Степень объединения  $\eta$ , согласно EN1994-1 [104], равняется отношению фактического расчетного сжимающего усилия, действующего в бетонной плите  $N_b$  к расчетному значению продольного сжимающего усилия, действующего в бетонной плите при полном объединении  $N_{b,f}$ . При этом, при определении должно выполняться условие:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta > 1 - \frac{355}{R_y} (0,75 - 0,09L) \\ \eta \geq 0,4 \end{array} \right. \quad (2.37)$$

Вычислив минимально допустимую степень объединения, можно определить минимальное сжимающее усилие в бетоне  $N_b$ :

$$N_b = \eta \cdot N_{b,f} = \eta \cdot R_b \cdot b_{sl} \cdot t_{sl} \quad (2.38)$$

Если при работе сталежелезобетонного балочного сечения в пластической стадии продольная сдвигающая сила в шве объединения, на участке между точками нулевого и максимального момента, не превышает  $N_{st}$  или  $N_b$ , то такое сечение считается объединенным на 100% ( $\eta = 1$ ). Для сечения с частичным объединением справедливо равенство:

$$\eta = \frac{\sum S_i}{N_b} = \frac{\sum P_{rd}}{N_{st}} \quad (2.39)$$

2. Определение расчетного сопротивления анкерных упоров сдвигу и подбор их количества. Общее сопротивление анкерных упоров сдвигу определяется по формуле:

$$\sum P_{rd} = n \cdot P_{rd} \cdot k_t \quad (2.40)$$

Подставив полученное значение в (2.39), определим фактическую степень объединения сечения при заданном количестве упоров:

$$\eta = \frac{n \cdot P_{rd} \cdot k_t}{R_y \cdot A_s} \quad (2.41)$$

Несущая способность комбинированного сечения в пластической стадии с частичным объединением определяется по формуле:

$$M_{Rd} = R_y \cdot W_{pl,x} + \eta(M_{pl,Rd} - R_y W_{pl,x}) < M_{pl,Rd} \quad (2.42)$$

Прогиб сталежелезобетонного балочного перекрытия, при условии его шарнирного опирания, определяется по формуле:

$$f = f_c \left[ 1 + k(1 - \eta) \left( \frac{f_{st}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (2.43)$$

где  $k$  – коэффициент условий монтажа перекрытия.  $k = 0,5$  для перекрытий, в которых стальная балка имеет монтажные подпорки при бетонировании плиты;  $k = 0,3$  при проведении монолитных работ без подборок;  
 $f_c$  – прогиб сталежелезобетонного перекрытия при полном объединении, определяется по формуле:

$$f_c = \frac{5ql^4}{384E_{st}I_{red}} \quad (2.44)$$

$f_{st}$  – прогиб стальной балки без объединения с железобетонной плитой, определяется по формуле:

$$f_{st} = \frac{5ql^4}{384E_{st}I_{st}} \quad (2.45)$$

## 2.5 Выводы к главе 2

В данной главе рассмотрены вопросы напряженно-деформируемого состояния сталежелезобетонных балочных перекрытий в целом и конструкции их объединения в частности.

1. При расчете конструкции с учетом пластических свойств материалов железобетона и прокатной стали, целесообразно также учитывать податливость упоров. В этом случае при достижении некоторого уровня напряжений, материал

упора будет переходить в пластическое состояние, что приведет к оптимальному распределению сдвигающих усилий от наиболее нагруженных участков конструкции к менее нагруженным.

2. Методика расчета сталежелезобетонных балочных перекрытий может быть усовершенствована путем внедрения положений, позволяющих учитывать податливый характер работы анкерных упоров гибкого типа путем расчета комбинированного перекрытия с частичным объединением. Автором предложена методика расчета, позволяющая повысить расчетную несущую способность перекрытия за счет использования пластических свойств уголкового анкерного упора. Дополнительный ресурс прочности может быть использован для уменьшения поперечного сечения стальной балки или увеличения полезной нагрузки на перекрытие.

3. Для того, чтобы применить уголкового анкерного упора, закрепляемые с помощью дюбелей, в качестве конструкции объединения при проектировании сталежелезобетонного перекрытия, рассчитываемого по предложенной методике, необходимо:

- определить нормативное сопротивление уголкового анкерного упора сдвигу в плитах без профилированного настила;
- подтвердить, что упоры можно классифицировать как гибкие, т.е. их податливость при сдвиговых испытаниях превышает 6 мм;
- подобрать оптимальный коэффициент редукиции, учитывающий влияние геометрии профилированных настилов, распространённых в отечественной строительной практике;
- разработать рекомендации по конструированию узлов объединения с учетом особенностей их работы в перекрытиях, устроенных по съёмной и несъёмной опалубке.

## **Глава 3. Экспериментальное исследование прочности и деформативности уголковых анкерных упоров**

### **3.1 Разработка схемы и программы экспериментального исследования**

Согласно проведённому анализу в главе 1, в мировой практике можно выделить два подхода к экспериментальному исследованию прочностных и деформативных свойств конструкции объединения комбинированных балок: испытание полноразмерных сталежелезобетонных перекрытий и испытание фрагментов сталежелезобетонной балки на сдвиг. Ввиду того, что целью исследования является оценка прочностных и деформативных характеристик уголковых анкерных упоров в конструкциях монолитных сталежелезобетонных перекрытий, устроенных, в том числе, по стальному профилированному настилу, в качестве основных экспериментальных образцов были выбраны фрагменты сталежелезобетонных балок.

За основу методики испытаний выбран ГОСТ Р 58336-2018 [24]. Согласно данной методике, испытание уголковых анкерных упоров включает в себя испытание упоров в составе фрагмента сталежелезобетонной балки на сдвиг (рисунок 3.1), испытание дюбель-гвоздя на сдвиг без анкерного упора (рисунок 3.2) и испытание дюбель-гвоздя на растяжение (рисунок 3.3). Испытания упоров включали в себя несколько серий образцов с различными параметрами, на основании результатов которых могут быть получены данные о прочностных и деформативных характеристиках упоров. Испытания дюбель-гвоздей являлись вспомогательным и представлены одной серией испытаний.

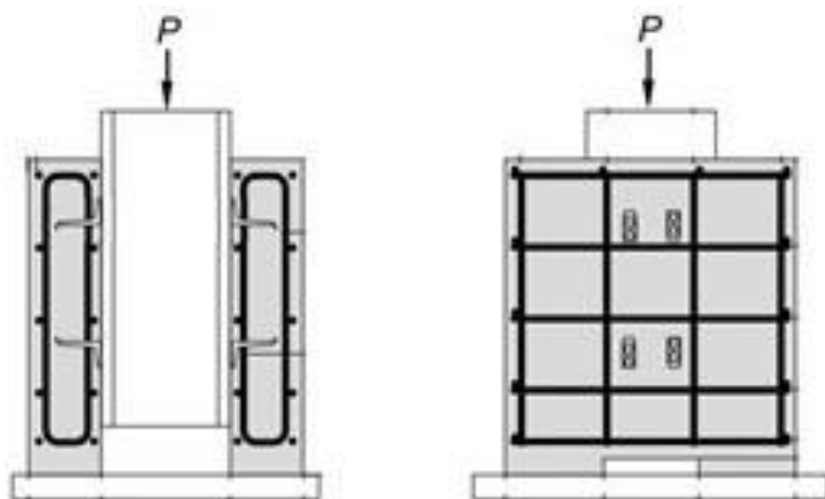


Рисунок 3.1 – Схема испытания фрагмента сталежелезобетонной балки на сдвиг по ГОСТ Р 58336-2018

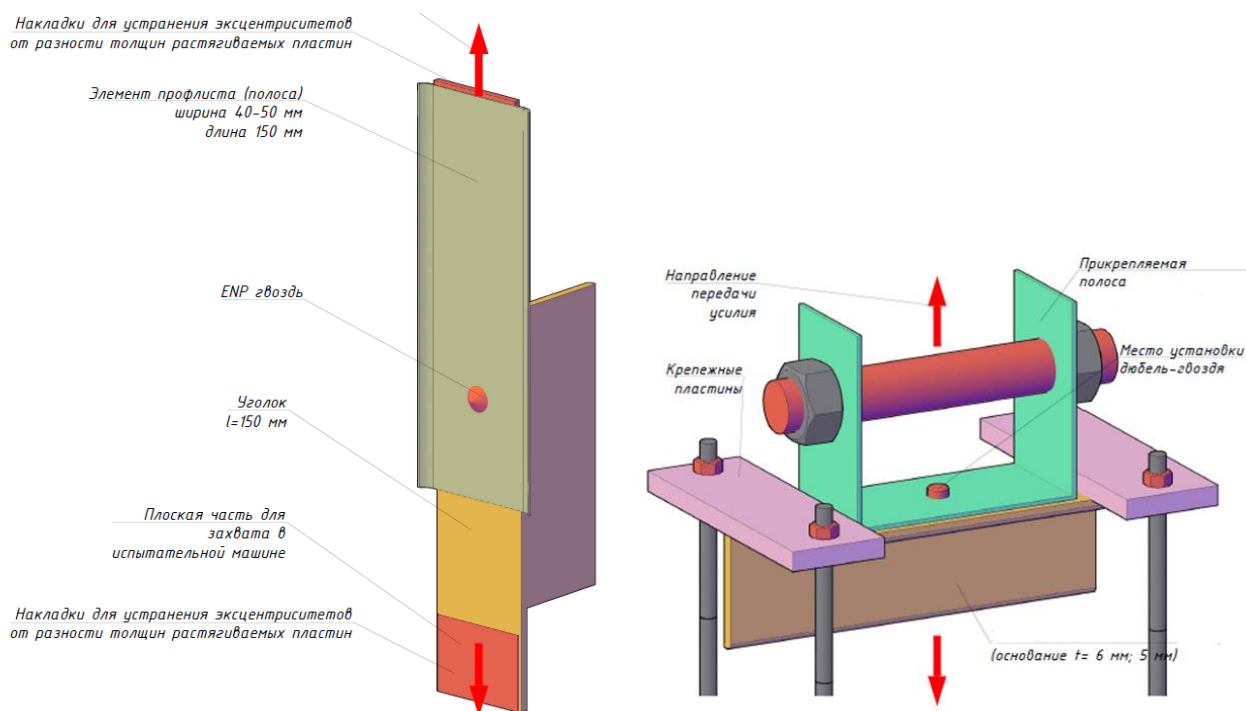


Рисунок 3.2 – Принципиальная схема испытания дюбель-гвоздя на сдвиг

Рисунок 3.3 – Принципиальная схема испытания дюбель-гвоздя на растяжение

В ходе испытаний фрагмента стальной железобетонной балки на сдвиг, уголкообразные упоры были расположены симметрично на внешней поверхности полок двутавра. Количество упоров, их ориентация относительно балки, краевые и осевые расстояния менялись в соответствии с задачей испытания.

Одним из объектов исследования являлись уголковые упоры типа Hilti X-HVB. Упор представляет собой конструктивный элемент переменной высоты. Этот элемент закрепляется к верхнему поясу стальной балки сталежелезобетонного перекрытия с помощью двух дюбель-гвоздей Hilti типа X-ENP21 HVB. Уголковые упоры X-HVB изготавливают из металлического листа методом холодного деформирования из углеродистой стали  $\sigma_B = 295-350 \text{ Н/мм}^2$ . Крепежные элементы Hilti типа X-ENP21 HVB изготавливаются методом холодного формования с последующей горячей ковкой из углеродистой стали.

На момент проведения исследования, портфолио уголковых анкерных упоров, поставляемых в Россию, представлено пятью позициями, различающихся по высоте упора: 80, 95, 110, 125, 140 мм (рисунок 3.4). В рамках данного исследования были использованы упоры высотой 95, 125 и 140 мм как наиболее востребованные на российском рынке.

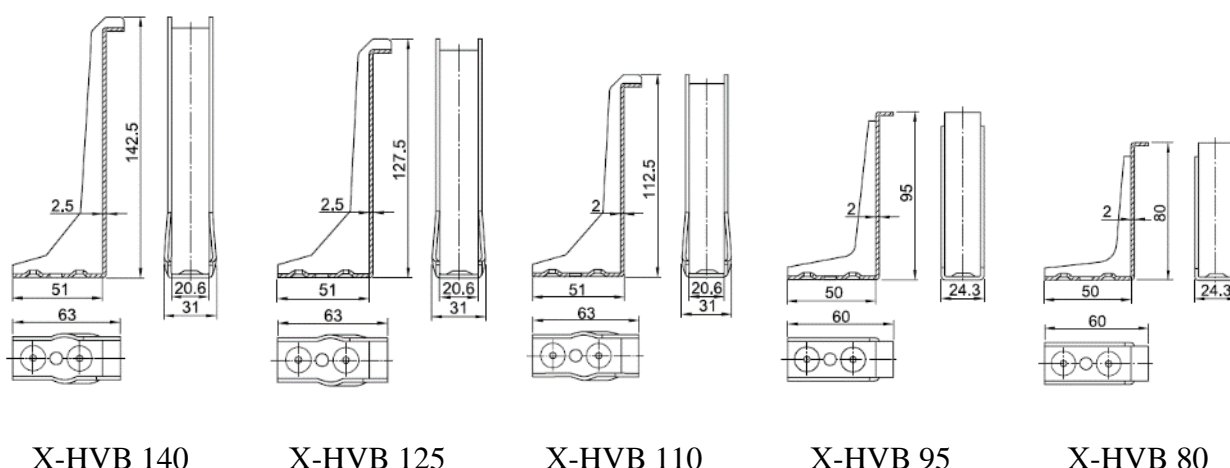


Рисунок 3.4 – Геометрические характеристики уголковых анкерных упоров Hilti типа X-HVB

Крепежные элементы Hilti типа X-ENP21 HVB (рисунок 3.5) представляют собой стержни с конусообразной головкой с одной стороны и острым наконечником с насечками с другой стороны для закрепления в стали. Поставляются крепежные элементы с двумя металлическими шайбами в сборе.

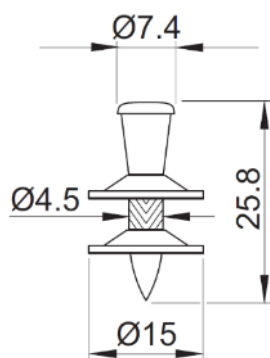


Рисунок 3.5 – Общий вид элемента X-ENP 21 HVV

Элементы являются крепежными изделиями прямого монтажа, устанавливаемыми с помощью монтажного пистолета в соответствии с рекомендациями их изготовителя. Контроль качества установки дюбель-гвоздя осуществляется путем замера высоты шляпки  $h_{NVS}$  смонтированного элемента, которая должна находиться в диапазоне 8,2-9,8 мм (рисунок 3.6). Также при правильной установке нижняя шайба плотно прилегает к верхней (рисунок 3.7).

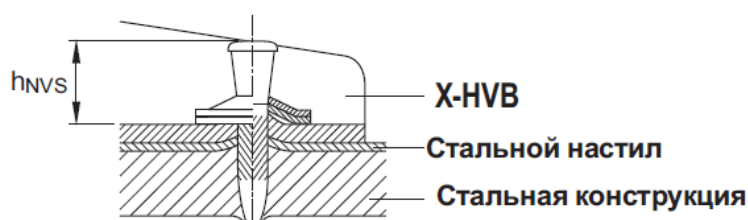


Рисунок 3.6 – Определение высоты шляпки  $h_{NVS}$  смонтированного дюбель-гвоздя



Рисунок 3.7 – Корректно установленный дюбель-гвоздь

Дюбель-гвозди X-ENP21 HVV предназначены для крепления уголковых упоров к стали толщиной от 8 мм с пределом прочности при растяжении  $\sigma_b \geq 350 \text{ Н/мм}^2$ . Уголковые упоры крепятся как непосредственно к металлическим конструкциям, так и через профилированный настил с пределом прочности  $\sigma_b \geq 270 \text{ Н/мм}^2$  толщиной до 1,5 мм с учетом требований, приведенных в таблице 3.1.



Таблица 3.1 Конструктивные требования к параметрам плиты

Высота X-HVB	Минимальная толщина плиты, мм	Максимальная высота профиля настила $h_n$ , мм (рисунок 3.8)		
		$\frac{b_0}{h_n} \geq 1,8$	$1,0 < \frac{b_0}{h_n} < 1,8$	$\frac{b_0}{h_n} \leq 1,0$
95	115	60	57	45
125	145	80	75	73
140	160	80	80	80

Примечание: Для профнастила, с  $b_0/h_n \leq 1,0$ , уложенного гофрами поперек стальной балки, уголковые упоры следует ориентировать вдоль балки.

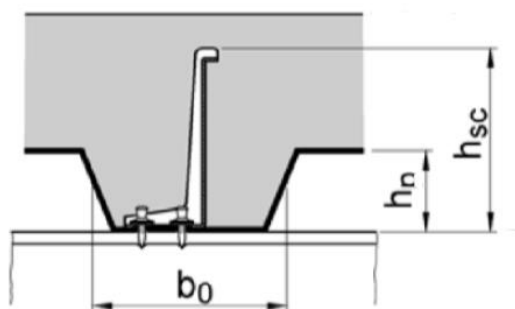


Рисунок 3.8 – Схема к таблице 2.1

Согласно технической документации изготовителя [52], при размещении упоров внутри профилированного настила, выполняющего роль несъемной опалубки, необходимо соблюдать следующие конструктивные требования:

1. Дюбель-гвозди предназначены для крепления уголковых упоров к стали толщиной от 8 мм с пределом прочности при растяжении  $\sigma_B \geq 350 \text{ Н/мм}^2$ . Допускается крепление уголковых упоров через профилированный настил с пределом прочности  $R_{in} \geq 270 \text{ Н/мм}^2$  в соответствии с таблицей 3.2;

Таблица 3.2 Конструктивные требования к параметрам профилированного настила

Высота упора X-HVB	Толщина прикрепляемого профнастила $t_f$ , мм	Толщина базового материала $t_c$ , мм
95	$\leq 2,0$	$\geq 8,0$
125, 140	$\leq 1,5$	

2. Уголковые упоры могут быть применены при устройстве монолитных железобетонных перекрытий, устроенных по профилированному настилу с высотой профиля до 80 мм.

3. Угловые упоры должны быть установлены с учетом краевых и осевых расстояний, установленных производителем.

Программа лабораторных испытаний разделена на 3 этапа:

1. Определение несущей способности дюбель-гвоздей;

2. Определение прочностных и деформативных характеристик угловых анкерных упоров в составе стандартных образцов с плитами, устроенными по съемной опалубке (без профилированного настила);

3. Определение прочностных и деформативных характеристик угловых анкерных упоров в стандартных образцах, в которых плиты устроены по профилированному настилу.;

Первый этап включает в себя испытание серии из 5 дюбель-гвоздей на сдвиг и растяжение каждый. Типовой образец для сдвиговых испытаний представляет собой металлическую пластину толщиной  $t_{II} = 13$  мм, к которой прикреплена стальная полоса толщиной  $t_I = 3$  мм при помощи дюбель-гвоздя X-ENP (рисунок 3.9).



Рисунок 3.9 – Внешний вид образцов для испытания дюбель-гвоздей на сдвиг

Типовой образец для испытаний на растяжение представляет собой металлическую пластину толщиной  $t_{II} = 13$  мм, к которой прикреплена стальная рама, изготовленная из стального листа марки СпЗ толщиной 3 мм при помощи

дюбель-гвоздя X-ENP (рисунок 3.10). Испытания дюбелей проводились на испытательной машине Instron 1000HDX на базе НИУ МГСУ.



Рисунок 3.10 – Внешний вид образцов для испытания дюбель-гвоздей на растяжение

Для изготовления стандартных образцов для испытания по второму, третьему этапу был использован стальной двутавр 25к2 по ГОСТ Р 57837-2017 [23]. При изготовлении образца двутавр распускался вдоль по середине стенки; на каждую тавровую часть были установлены уголковые анкерные упоры Hilti X-HVB при помощи порохового монтажного пистолета DX76 в количестве, предусмотренном серией испытаний (рисунок 3.11). После установки уголковых упоров была выставлена опалубка, установлены арматурные каркасы из стержней Ø10 класса А500С по ГОСТ 52544-2006 [21], в соответствии с рабочими чертежами (Приложение В), произведено бетонирование смесью на гранитном щебне по ГОСТ 8267-93 [15], крупностью 5-20 мм. Каждая из двух бетонных плит образца бетонировалась в горизонтальном положении, как при бетонировании сталежелезобетонных плит в реальных условиях. Вибрирование бетонной смеси производилось с помощью вибростенда, на котором производилось изготовление образцов.



Рисунок 3.11 – Монтаж уголковых анкерных упоров



Рисунок 3.12 – Образцы для второго этапа испытаний перед заливкой бетона

Для изготовления стандартных образцов для испытания по третьему этапу был использован профнастил марок НС44-1000-0,8, Н60-845-0,8 и Н75-750-0,8, изготовленный по ГОСТ 24045-2016 [18] (рисунок 3.13).



Рисунок 3.13 – Изготовление образца для третьего этапа

Контроль класса бетона по прочности на сжатие производился путем испытания бетонных кубов 100x100x100 мм по ГОСТ 18105-2018 [17], изготовленных во время заливки монолитных плит стандартных образцов для каждой отдельной серии испытания. После бетонирования образцы покрывали полиэтиленовой пленкой, чтобы избежать появления усадочных трещин. Твердение производилось при естественных условиях в течение 28 суток.



Испытания кубов проводились на испытательной машине Instron 1000HDX на базе НИУ МГСУ.

Испытания уголковых анкерных упоров на сдвиг были проведены в лаборатории ЛИСМИиК НИУ МГСУ на универсальной сервогидравлической реконфигурируемой установке MTS.Multiaxial.DS1.4811.DS1.50019 для испытаний крупногабаритных конструкций на статические и динамические нагрузки. Испытательное оборудование выбрано из условия способности обеспечивать плавное приложение нагрузки с постоянной скоростью изменения усилия или перемещения и обеспечивать одновременную фиксацию усилия или перемещения подвижной части образца.

Нагружающее устройство для испытаний представляло собой два спаренных гидроцилиндра фирмы MTS с нагружающей способностью до 250 кН каждый, подвешенных к переносной пространственной прямоугольной раме (рисунок 3.14). Сжимающая нагрузка прикладывалась строго по центральной оси образца. Для измерения нагружающего усилия использовался встроенный в гидроцилиндр датчик силы с частотой съема данных 10 Гц. Нагружение производилось непрерывно со скоростью 0,83 кН/сек. Во время экспериментов непрерывно фиксировались нагрузки и вертикальные перемещения. Для измерения перемещений стальной балки использовалась приклеенная к ней планка и индикатор поршневого типа, установленный на бетонной плите на независимом штативе (рисунок 3.15).



Рисунок 3.14 – Общий вид испытательной установки

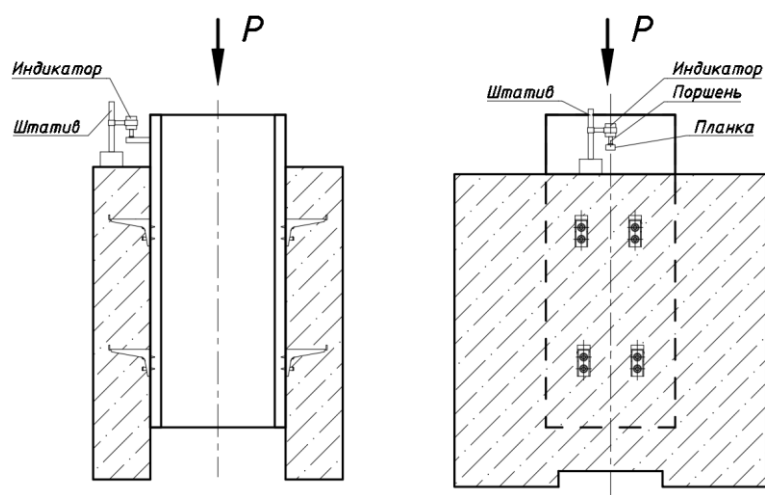


Рисунок 3.15 – Оборудование для фиксации перемещений

Второй этап испытаний включал в себя пять серий испытаний по три стандартных образца без профилированного настила в каждом. На данном этапе использовались упоры высотой 95, 125 и 140 мм с их параллельным и перпендикулярным размещением относительно оси комбинированной балки в плитах толщиной 120, 150 и 160 мм соответственно (таблица 2.3) (рисунок 3.16-3.17). В задачи второго этапа входило: получение данных о сопротивлении упоров сдвигу в плитах без профилированного листа; подтверждение наличия корреляции между сопротивлением упора сдвигу и его высотой, оценка влияния направления размещения уголкового анкерного упора в комбинированной балке.



Рисунок 3.16 – Фронтальный вид образца по второму этапу



Рисунок 3.17 – Боковой вид образца по второму этапу

Таблица 2.3 Программа второго этапа испытаний стандартных образцов-фрагментов сталежелезобетонной балки на сдвиг

№	Маркировка образца	Высота упора, мм	Толщина жб плиты, мм	Ориентация упоров относительно балки	Количество образцов
1	X-120P	95	120	Параллельно	3
2	X-150P	125	150	Параллельно	3
3	X-160P	140	160	Параллельно	3
4	X-120T	95	120	Перпендикулярно	3
5	X-150T	125	150	Перпендикулярно	3
Итого					15

Третий этап испытаний включал в себя 7 серий по три стандартных образца с профилированным настилом. Этап включает в себя испытание упоров высотой 95 и 125 мм с их параллельным и перпендикулярным размещением относительно оси комбинированной балки внутри гофр профилированного настила (таблица 2.4). Упоры установлены в соответствии с конструктивными требованиями СП 266.1325800 [62] и с учетом рекомендаций производителя [52]. В задачи

испытаний третьего этапа входило: получение данных о влиянии геометрических параметров настила, а также параметров размещения упоров (краевые и осевые расстояния, количество упоров в гофре) на несущую способность уголковых анкерных упоров. Полученные данные позволили сделать вывод об общей применимости профилированных настилов, изготовленных по ГОСТ 24045-2016 [18], в качестве несъемной опалубки монолитных сталежелезобетонных перекрытий.



Рисунок 3.18 – Фронтальный вид образца по третьему этапу



Рисунок 3.19 – Боковой вид образца по второму этапу

Таблица 2.4 Программа третьего этапа испытаний стандартных образцов-фрагментов сталежелезобетонной балки на сдвиг

№	Маркировка образца	Высота упора, мм	Толщина жб плиты, мм	Ориентация упоров относительно балки	Марка профлиста	Количество образцов
1	X-120T-N44	95	120	Перпендикулярно	НС44	3
2	X-150T-N44	125	150	Перпендикулярно	НС44	3
3	X-120P-N44	95	120	Параллельно	НС44	3
4	X-150P-N44*	125	150	Параллельно	НС44	3



5	X-150T-N75	125	150	Перпендикулярно	H75	3
6	X-150P-N60	125	150	Параллельно	H60	3
7	X-150T-N60	125	150	Перпендикулярно	H60	3
Итого						24
* - данные по серии были исключены из результатов исследования						

При монтаже упоров X-HVB 125 оказалось, что фактическая длина их опорной части на 1 мм длиннее, чем у упоров X-HVB 95, установленных аналогичным образом в серии X-120P-N44. Ширина гофры и наличие ребра жесткости у листа не позволяла установить анкерные упоры, поэтому ребра жесткости были подогнуты вручную, после чего упоры были смонтированы (рисунок 3.20). По этой причине результаты испытаний данной серии имели разброс, превышающий допустимый и были исключены из общего анализа.



Рисунок 3.20 – Вид анкерных упоров в серии X-150P-N44 после установки

### **3.2 Разработка методики оценки прочности и деформативности уголковых анкерных упоров и дюбельных соединений**

В области применения ГОСТ Р 58336-2018 «Упоры уголковые анкерные. Методы испытаний» [24] имеется ограничение - он не содержит методов оценки

несущей способности уголковых упоров. Тем не менее, существует рекомендация использовать для оценки результатов испытаний образцов статистические методы. Эти методы могут быть основаны на положениях [14] с учетом нижней доверительной границы при обеспеченности 95% и коэффициента надежности равного 1,25. Это позволяет получить нижнюю границу значений при оценке несущей способности уголковых упоров.

Прочность и деформативность сдвигового объединения комбинированной сталежелезобетонной балки, как и любые физико-механические свойства строительных материалов и изделий, подчиняются распределениям вероятностей определенного вида. Для разработки методики использовалась модель нормального распределения. Данная модель является одной из наиболее широко используемых моделей распределения вероятностей и позволяет достаточно точно оценить вероятность возникновения неблагоприятных ситуаций, связанных с несущей способностью уголковых упоров.

Нормативное сопротивление единичного анкерного упора определяется по результатам испытания стандартного образца-фрагмента сталежелезобетонной балки на сдвиг в плите без профилированного листа. Предельное усилие достигается при срезе дюбель-гвоздей на одной или двух поверхностях двутаврового сечения.

Отечественная система проектирования основана на принципе частных коэффициентов надежности [19]. Для определения нормативного значения сопротивления единичного анкерного упора можно использовать методы статистической оценки, которые описаны в стандарте [13].

Стандарт ГОСТ Р 58336-2018 допускает испытывать не менее трех образцов в серии, поэтому необходимо выбрать подходящую методику вычисления нормативного значения на основе действующих стандартов и статистической оценки данных [20].

Таким образом, для определения результирующего нормативного значения сопротивления сдвигу, можно использовать два метода: классический метод частных коэффициентов и метод Томаса Байеса, и выбрать наименьшее из двух

значений. Важно отметить, что использование статистических методов может значительно повысить точность и надежность полученных результатов:

$$P_{rk} = \min(R_{k,est}, R_k), \quad (3.1)$$

$$R_{k,est} = m_R - k_S S_R, \quad (3.2)$$

$$R_k = \eta_d \left\{ m_R - t_{vd} S_R \sqrt{\left(1 + \frac{1}{n}\right)} \right\}, \quad (3.3)$$

где  $m_R$  – среднее значение выборки;

$k_S$  – коэффициент, зависящий от объема выборки;

$S_R$  – среднее квадратичное отклонение;

$t_{vd}$  – коэффициент распределения Стьюдента;

$n$  – число испытаний;

$\eta_d$  – расчетное значение коэффициента преобразования.

Значение  $k_S$  определяется по таблице в зависимости от количества испытаний  $n$  в серии и выбранного доверительного уровня. Значение  $k_S$  при обеспеченности 95% и доверительном уровне 0.75, основанное на нецентральном  $t$ -распределении, для выборки из 3 значений для составляет 3.15.

Значение  $t_{vd} = 2,55214$  для степени свободы  $\nu = 2$  (определено путем линейной интерполяции для индекса  $\beta_R = 1,64$ )

Расчетное значение коэффициента преобразования  $\eta_d$  принимаем равным 1.

Для перехода к расчетному значению сопротивления уголкового анкерного упора сдвигу следует делить полученное значение (3.1) на коэффициент надежности по материалу дюбель-гвоздя:

$$P_{rd} = \frac{P_{rk}}{\gamma_m} \quad (3.4)$$

Коэффициент надежности по материалу дюбель-гвоздя  $\gamma_m$  целесообразно принять равным 1,25, поскольку данное значение установлено в российских стандартах по расчету дюбельных соединений [61, 63].

Нормативное сопротивление единичного анкерного упора в плите по профилированному настилу также может быть определено по результатам испытания стандартного образца-фрагмента сталежелезобетонной балки на сдвиг. Однако, ввиду того, что в отдельных случаях возможен механизм разрушения по бетону, дополнительно были проанализированы причины возникновения того или иного механизма разрушения. В качестве дополнительных параметров, по которым производился анализ результатов образцов были выбраны: величина сдвигающего усилия, приходящееся на 1 дюбель-гвоздь и податливость упоров. Для образцов с профилированным настилом были вычислены коэффициенты редукции, зависящие от геометрии гофры настила (высота, ширина, наличие ребер жесткости), количества и расположения упоров в гофре).

Оценку податливости уголковых анкерных упоров следует производить по формулам 3.1-3.3. В качестве единичных значений принимаются перемещения стальной балки относительно плит при нагружении.

Оценка результатов статических испытаний дюбельных соединений на сдвигающую и растягивающую нагрузку выполнялась по следующей методике, сходной с методикой оценки испытаний анкерных креплений [66].

Для определения характеристик несущей способности дюбеля в серии испытаний использовались значения  $N_i$  разрушающей нагрузки. Затем были рассчитаны: среднее значение нагрузки, среднее квадратическое отклонение и коэффициент вариации. Если исключенные единичные результаты находились в указанных пределах, то значения пересчитывались по результатам всей серии испытаний.

В серии оставшихся единичных результатов испытаний  $N_i$ , по формулам (2.5), (2.6) и (2.7) были рассчитаны: среднее значение нагрузки  $N$ , кН, среднее квадратическое отклонение единичных значений нагрузки  $S$ , кН, и коэффициент вариации  $v$ :

$$N = \frac{\sum N_i}{n}, \quad (3.5)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum(N_i - N)^2}{n-1}}, \quad (3.6)$$

$$v = \frac{S}{N}, \quad (3.7)$$

где  $N_i$  - единичное значение нагрузки в серии результатов испытаний, кН;  
 $n$  - число результатов в серии испытаний.

Если в серии единичных испытаний были обнаружены результаты, выходящие за пределы  $N \pm 3S$ , то они исключались из общего ряда. В случае, если исключенные результаты находились в указанных пределах, значения  $N$ ,  $S$  и  $v$  пересчитывались по результатам всей серии испытаний. Этот процесс повторялся до тех пор, пока все результаты не находились в указанных пределах. Таким образом, гарантировалась точность и надежность полученных данных.

Нормативное сопротивление дюбельного крепления нагрузке  $V_{Rk}$ , по результатам натурных испытаний дюбельных креплений определялось по формуле:

$$N_{Rk} = N_{cp}(1 - t \cdot v), \quad (3.8)$$

где  $N_{cp}$  - среднее значение разрушающей нагрузки, определенное по серии испытаний без учета выпадающих результатов, кН;  
 $t$  - коэффициент Оуэна для нижней границы несущей способности крепежного элемента с обеспеченностью 0,95 при достоверности 90%.  
 Коэффициент  $t$  принимается по таблице 3.5 [46].

Таблица 3.5 Значения коэффициентов Оуэна

Число оставшихся результатов испытаний $n$	Значение коэффициента $t$	
	При обеспеченности 0,95	При обеспеченности 0,75
5	3,400	1,698
6	3,091	1,540
7	2,894	1,435
8	2,755	1,336
9	2,649	1,302
10	2,568	1,257

Поскольку программой испытаний предусмотрена серия из 5 испытаний дюбелей, коэффициент Оуэна  $t$  принимается равным 3,4.

### 3.3 Результаты испытаний дюбельных соединений и бетона

В рамках первого этапа исследования были проведены испытания дюбель-гвоздей X-ENP 21 HVВ на сдвиг и растяжение и определена фактическая прочность бетона в плитах, входящих в образцы по второму и третьему этапу исследования.

Для определения нормативного сопротивления сдвигу дюбель-гвоздей X-ENP 21 HVВ была изготовлена серия образцов в количестве 5 шт. В качестве базового материала была выбрана стальная полоса марки СпЗ толщиной 13 мм. В качестве прикрепляемого элемента была выбрана стальная полоса марки СпЗ толщиной 3 мм. Внешний вид образца в процессе испытания показан на рисунке 3.21.

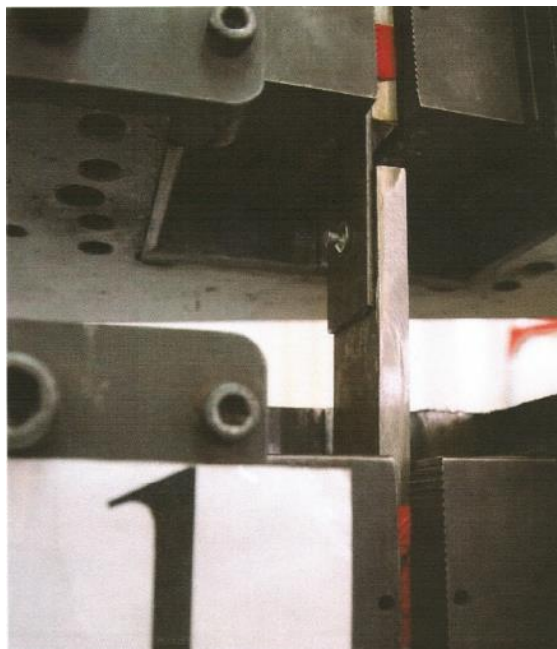


Рисунок 3.21 – Образец №1 в процессе испытания

По итогам испытаний на всех образцах был зафиксирован срез дюбеля по стали, при этом стоит отметить малый коэффициент вариации разрушающих

нагрузок (5%). Диаграммы нагрузка-перемещение даны на рисунке 3.22. Результаты испытаний представлены в таблице 3.1. Общий вид образцов после испытаний приведен на рисунке 3.23.

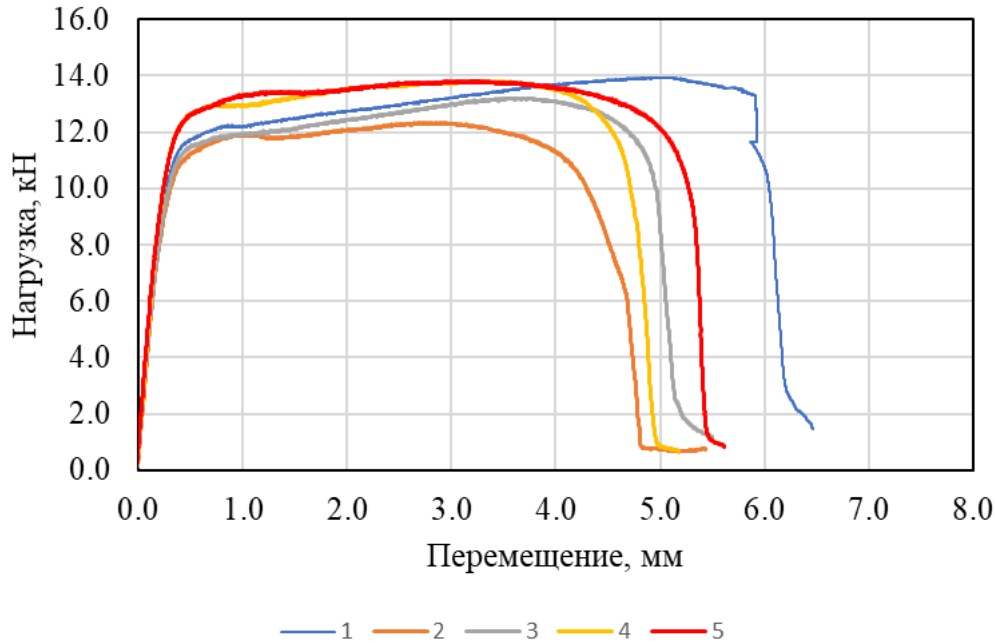


Рисунок 3.22 – Диаграммы нагрузка-перемещение, полученные при испытании дюбель-гвоздей

Таблица 3.1 Результаты испытаний дюбель-гвоздей на сдвиг

Номер образца	Разрушающее усилие, кН	Характер разрушения
1	13,54	Срез дюбеля
2	13,82	Срез дюбеля
3	13,98	Срез дюбеля
4	13,21	Срез дюбеля
5	12,34	Срез дюбеля
Среднее значение ( $V_{d,cp}$ )	13,38	

Среднеквадратическое отклонение выборки:

$$S = \sqrt{\frac{\sum(N_i - 13,38)^2}{5-1}} = 0,65, \quad (3.1)$$

Коэффициент вариации:

$$v = \frac{0,65}{13,38} = 0,049, \quad (3.2)$$

Нормативное значение с обеспеченностью 0,95:

$$V_{d,rk} = V_{cp}(1 - t \cdot v) = 13,38 \cdot (1 - 3,4 \cdot 0,05) = 11,17 \text{ кН.} \quad (3.3)$$

Полученные в испытаниях данные имеют статистически однородную структуру и могут быть использованы для вычисления нормативного сопротивления упоров сдвигу.

Анализируя диаграммы на рисунке 3.22, можно сделать вывод, что рассматриваемые дюбели обладают высокой пластичностью: при достижении нагрузки, близкой к разрушающей, напряжения в стали переходят в зону текучести и ножка дюбеля деформируется, допуская перемещение закрепляемой пластины до 6 мм. При достижении предела прочности происходит резкое падения напряжений в следствие сдвига ножки дюбеля.

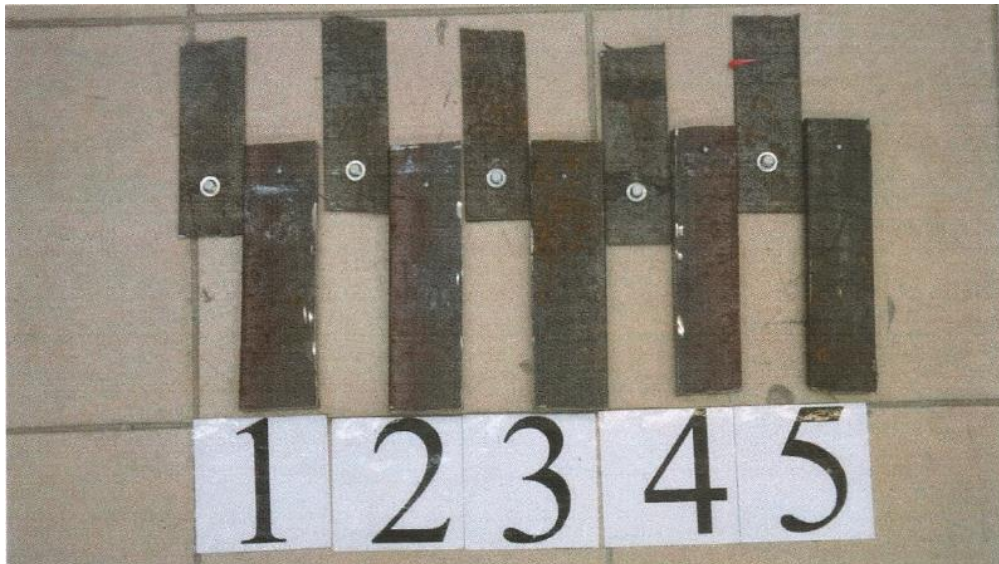


Рисунок 3.23 – Внешний вид образцов дюбель-гвоздей на сдвиг после испытаний

Для определения нормативного сопротивления растяжению дюбель-гвоздей X-ENP 21 HVB была изготовлена серия образцов в количестве 5 шт. В качестве базового материала была выбрана стальная пластина марки СпЗ толщиной 13 мм. В качестве прикрепляемого элемента была выбрана стальная рама, изготовленная из стального листа марки СпЗ толщиной 3 мм. Внешний вид образцов в процессе испытаний представлен на рисунке 3.24.





Рисунок 3.24 – Образец №1 в процессе испытания

При нагружении дюбелей металлическая пластина, через которую передавалась нагрузка, получала значительные неупругие деформации (рисунок 3.25), которые было невозможно отделить от перемещения дюбеля на диаграмме нагрузка-перемещение, зафиксированной испытательной машиной. По этой причине, деформативность дюбельных соединений, работающих на растяжение, на данном этапе не оценивалась. Результаты испытаний по прочности представлены в таблице 3.2.



Рисунок 3.25 – Внешний вид образцов дюбель-гвоздей на растяжение после испытаний

Таблица 3.2 Результаты испытаний дюбель-гвоздей

Номер образца	Разрушающее усилие, кН	Характер разрушения
1	14,61	Вырыв из основания
2	16,87	Вырыв из основания
3	14,28	Вырыв из основания
4	16,00	Вырыв из основания
5	14,41	Вырыв из основания
Среднее значение ( $N_{d,cp}$ )	15,24	

Среднеквадратическое отклонение выборки:

$$S = \sqrt{\frac{\sum(N_i - 15,24)^2}{5-1}} = 1,15, \quad (3.4)$$

Коэффициент вариации:

$$v = \frac{1,15}{14,24} = 0,088, \quad (3.5)$$

Нормативное значение с обеспеченностью 0,95:

$$\begin{aligned} V_{d,rk} &= V_{cp}(1 - t \cdot v) = 15,24 \cdot (1 - 3,4 \cdot 0,088) = \\ &= 10,68 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (3.6)$$

Полученные в испытаниях данные имеют статистически однородную структуру и могут быть использованы для вычисления нормативного сопротивления упоров сдвигу.

Для контроля качества бетонной смеси, применяемой для изготовления образцов по второму и третьему этапу, при выполнении бетонирования плит для каждой серии изготавливались контрольные образцы-кубы с номинальными размерами 100x100x100 в количестве 2 шт. в соответствии с таблицей 3 ГОСТ 10180-2012 [16]. Изготовленные образцы выдерживались в течение не менее 28 суток, после чего испытывались в соответствии с требованиями ГОСТ 10180-2012 [16]. По результатам полученных испытаний для каждой серии определены фактическая прочность и класс бетона в соответствии со схемой Г по ГОСТ 18105-2018 [17]. Данные по прочности бетона в сериях приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 Результаты испытания бетонных кубов

Серия	a, мм	b, мм	h, мм	m, кг	V, см <sup>3</sup>	$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	S, см <sup>2</sup>	P, кН	$\alpha$	R <sub>0</sub> , МПа	R <sub>m</sub> , МПа	Факт. класс бетона В <sub>ф</sub>
X-150P	101,0	103,0	100,0	2,37	1040,3	2273,4	104,0	435,9	0,95	39,8	<b>39,4</b>	<b>30</b>
	100,0	100,0	102,0	2,31	1020,0	2259,8	100,0	409,8	0,95	38,9		
X-150T	102,0	100,0	100,0	2,35	1020,0	2300,0	102,0	393,4	0,95	36,6	<b>40,1</b>	<b>30</b>
	100,0	99,0	101,0	2,36	999,9	2359,2	99,0	453,3	0,95	43,5		
X-120P	101,0	100,0	103,0	2,44	1040,3	2345,5	101,0	506,0	0,95	47,6	<b>47,2</b>	<b>35</b>
	101,0	100,0	102,0	2,40	1030,2	2327,7	101,0	498,5	0,95	46,9		
X-120T	100,0	101,0	99,0	2,31	999,9	2313,2	101,0	435,2	0,95	40,9	<b>41,9</b>	<b>30</b>
	102,0	103,0	101,0	2,33	1061,1	2193,9	105,1	475,0	0,95	43,0		
X-160P	99,0	100,0	99,0	2,34	980,1	2387,5	99,0	455,9	0,95	43,7	<b>42,8</b>	<b>30</b>
	100,0	100,0	101,0	2,36	1010,0	2334,7	100,0	441,3	0,95	41,9		
X120P-N44	101,0	100,0	100,0	2,35	1010,0	2322,8	101,0	375,4	0,95	35,3	<b>39,5</b>	<b>30</b>
	100,0	100,0	102,0	2,31	1020,0	2259,8	100,0	459,1	0,95	43,6		
X120T-N44	100,0	100,0	100,0	2,33	1000,0	2333,0	100,0	431,6	0,95	41,0	<b>41,8</b>	<b>30</b>
	101,0	101,0	99,0	2,39	1009,9	2367,6	102,0	458,3	0,95	42,7		
X150T-N44	99,0	103,0	100,0	2,42	1019,7	2375,2	102,0	479,9	0,95	44,7	<b>46,0</b>	<b>35</b>
	100,0	100,9	102,0	2,47	1029,4	2398,4	100,9	502,2	0,95	47,3		
X150T-N60	102,0	101,0	99,0	2,36	1020,1	2315,5	103,0	430,8	0,95	39,7	<b>41,0</b>	<b>30</b>
	100,0	101,1	100,0	2,34	1010,5	2316,6	101,1	448,8	0,95	42,2		
150T-N75	101,0	103,0	99,0	2,37	1029,9	2296,3	104,0	424,7	0,95	38,8	<b>39,7</b>	<b>30</b>
	100,0	100,0	102,0	2,31	1020,0	2259,8	100,0	428,3	0,95	40,7		
X-150P-N60	100,0	101,0	100,0	2,31	1010,0	2282,2	101,0	370,0	0,95	34,8	<b>38,4</b>	<b>30</b>
	101,0	100,0	101,0	2,33	1019,7	2288,0	101,0	445,8	0,95	41,9		

### **3.4 Оценка прочностных и деформативных характеристик уголковых анкерных упоров в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях без профилированного настила**

Испытания по определению сопротивления уголковых упоров сдвигу выполнены на базе лаборатории ЛИСМИиК НИУ МГСУ в 2019-2020 году.

Серия образцов X-150P с плитами 600x600x150 мм без профилированного настила (рисунок 3.26). В каждой плите параллельно оси стальной балки размещены 4 упора высотой 125 мм. Фактическая прочность бетона составляет 39,4 МПа, что соответствует классу бетона В30. Величина разрушающего сдвигового усилия на образец и на 1 упор, зафиксированный механизм разрушения и перемещение плиты приведены в таблице 3.4. Зависимость перемещения двутавровой балки от нагрузки относительно исходного положения приведена на рисунке 3.27.



Рисунок 3.26 – Общий вид образца из серии X-150P

Таблица 3.4 Результаты испытаний образцов из серии X-150P

№ образца	Разрушающее сдвиговое усилие, кН		Механизм разрушения	Перемещение $\delta$ , мм
	На образец	На 1 упор		
1	381,77	47,7	Срез дюбеля	7,10
2	375,84	47,0	Срез дюбеля	8,36
3	361,6	45,2	Срез дюбеля	6,52

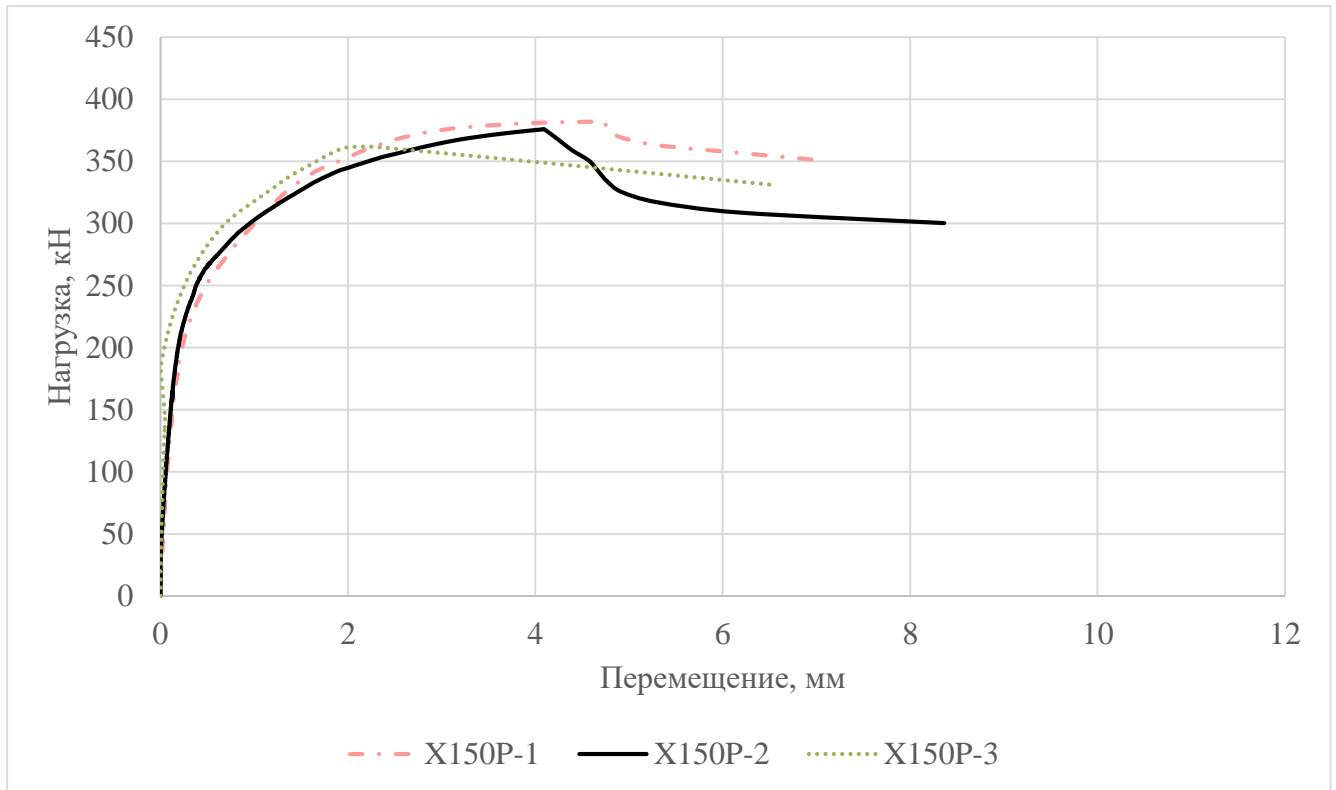


Рисунок 3.27 – Диаграмма нагрузка-перемещение для плит из серии X-150P

На диаграмме на рисунке 3.27 видно, что конструкция объединения в данной серии показала податливое поведение – в процессе испытания было зафиксировано перемещение двукратно относительно плит на 6,5-8,3 мм.

В каждом из трех образцов разрушение конструкции объединения произошло вследствие среза дюбелей (рисунке 3.28). При осмотре контактной поверхности плит после испытаний было выявлено незначительное смятие опорной части упоров дюбелями, о чем свидетельствует форма отверстий, в виде вытянутого эллипса (рисунке 3.28 г).

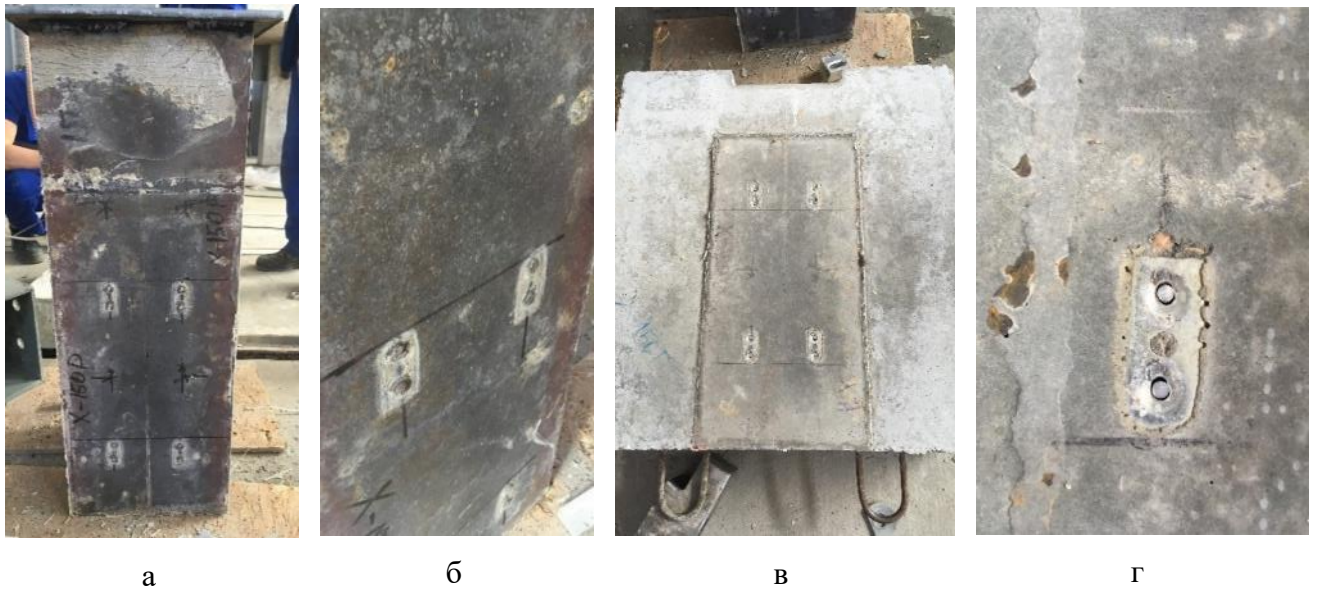


Рисунок 3.28 – Механизм разрушения конструкции объединения в образце X-150P; а, б – вид стальной балки после испытания; в, г – вид железобетонной плиты после испытания.

Серия образцов X-150T с плитами 600x600x150 мм без профилированного настила (рисунок 3.29). В каждой плите перпендикулярно оси стальной балки размещены 4 упора высотой 125 мм. Фактическая прочность бетона составляет 40,1 МПа, что соответствует классу бетона В30. Величина предельного сдвигового усилия на образец и на 1 упор, зафиксированный механизм разрушения и предельное перемещение плиты приведены в таблице 3.5. Зависимость перемещения двутавровой балки от нагрузки относительно исходного положения приведена на рисунке 3.30.

Таблица 3.5 Результаты испытаний образцов из серии X-150T

№ образца	Разрушающее сдвиговое усилие, кН		Механизм разрушения	Перемещение $\delta$ , мм
	На образец	На 1 упор		
1	397,38	49,7	Срез дюбеля (87%), вырыв дюбеля (13%)	6,12
2	365,6	45,7	Срез дюбеля (81%), вырыв дюбеля (19%)	6,12
3	404,8	50,6	Срез дюбеля (75%), вырыв дюбеля (25%)	8,44





Рисунок 3.29 – Общий вид образца из серии X-150T

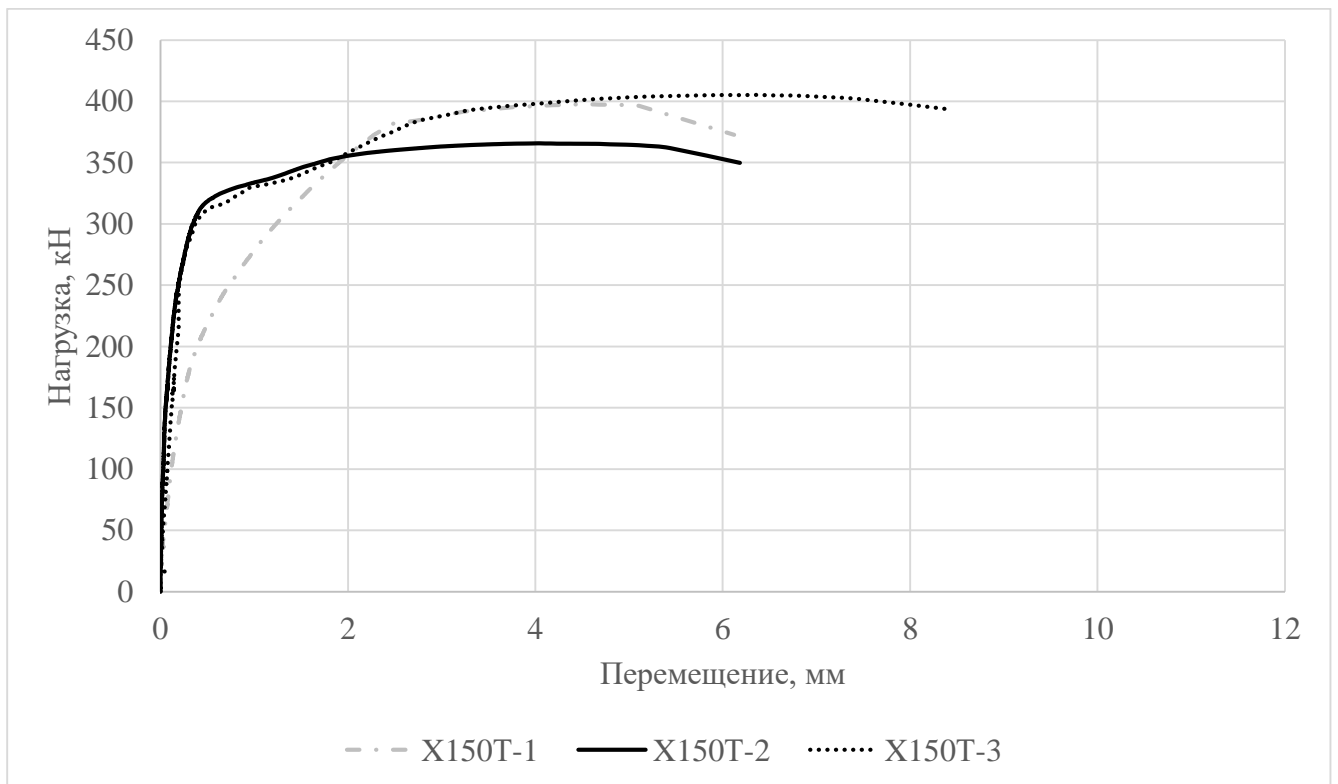


Рисунок 3.30 – Диаграмма нагрузка-перемещение для плит из серии X-150T

В каждом из трех образцов наблюдался смешанный механизм разрушения: часть соединений разрушилась вследствие среза дюбеля (около 80%) (рисунок 3.31), остальные дюбели были вырваны из основания (рисунок 3.32). В первом

образце 2 из 16 дюбелей были вырваны из основания, во втором – 3, в третьем – 4. Стоит отметить, что в таких образцах «верхняя» пара упоров имела тенденцию к срезу, в то время как «нижняя» почти всегда имела по одному дюбелю, вырванному из основания (рисунок 3.33). Анализ факторов, влияющих на подобное поведение уголкового упора в группе, приведен далее в разделе 3.2.2.



Рисунок 3.31 – Срез дюбеля



Рисунок 3.32 – Вырыв дюбелей из стального основания



Рисунок 3.33 – Смешанный механизм разрушения

Серия образцов X-120P с плитами 600x600x120 мм без профилированного настила (рисунок 3.34). В каждой плите параллельно оси стальной балки размещены 4 упора высотой 95 мм. Фактическая прочность бетона составляет 47,2 МПа, что соответствует классу бетона В35. Величина разрушающего сдвигового усилия на образец и на 1 упор, зафиксированный механизм разрушения и перемещение плиты приведены в таблице 3.6. Зависимость перемещения двутавровой балки от нагрузки относительно исходного положения приведена на рисунке 3.35.



Рисунок 3.34 – Общий вид образца из серии X-120P



Таблица 3.6 Результаты испытаний образцов из серии X-120P

№ образца	Разрушающее сдвиговое усилие, кН		Механизм разрушения	Перемещение $\delta$ , мм
	На образец	На 1 упор		
1	344,8	43,1	Срез дюбеля (88%), вырыв дюбеля (13%)	6,10
2	368,9	46,1	Срез дюбеля (94%), вырыв дюбеля (6%)	6,05
3	344,5	43,1	Срез дюбеля (88%), вырыв дюбеля (13%)	6,33

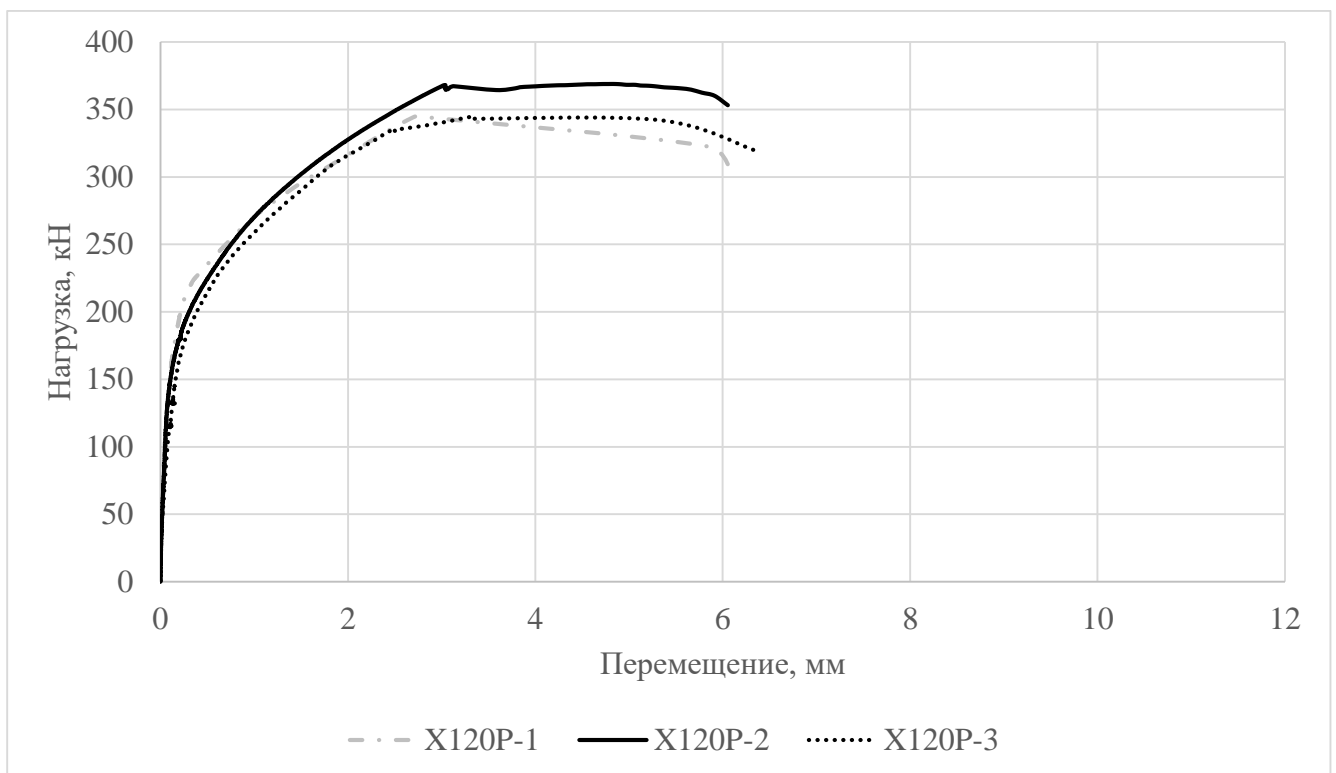


Рисунок 3.35 – Диаграмма нагрузка-перемещение для плит из серии X-120P

На диаграмме на рисунке 3.35 видно, что во всех образцах упоры продемонстрировали податливый характер поведения с плавным подъемом кривой на диаграмме, переходом в пластическую стадию в районе 2,5-3 мм и разрушением в районе 6 мм.

В каждом из трех образцов наблюдался смешанный механизм разрушения: в первом и третьем образце из основания было вырвано по 2 дюбеля из 16, во втором образце – 1 (рисунок 3.36). Остальные дюбели были разрушены вследствие среза по аналогии с предыдущими сериями. Уменьшение высоты анкерного упора

приводит к снижению его сопротивления сдвигу, как показали сравнительные испытания с серией Х-150Р. Подробный анализ данной зависимости приведен далее в разделе 3.2.2.



Рисунок 3.36 – Плита Х120Р-2 после испытания

Серия образцов Х-120Т с плитами 600х600х120 мм без профилированного настила (рисунок 3.37). В каждой плите перпендикулярно оси стальной балки размещены 4 упора высотой 95 мм. Фактическая прочность бетона составляет 41,9 МПа, что соответствует классу бетона В30. Величина разрушающего сдвигового усилия на образец и на 1 упор, зафиксированный механизм разрушения и перемещение плиты приведены в таблице 3.7. Зависимость перемещения двутавровой балки от нагрузки относительно исходного положения приведена на рисунке 3.38.

Таблица 3.7 Результаты испытаний образцов из серии Х-120Т

№ образца	Разрушающее сдвиговое усилие, кН		Механизм разрушения	Перемещение $\delta$ , мм
	На образец	На 1 упор		
1	344,8	43,1	Срез дюбеля (13%), вырыв дюбеля (50%), разрыв упоров (37%)	7,3
2	354,5	44,3	Вырыв дюбеля (50%), разрыв упоров (50%)	11,6
3	356,8	44,6	Вырыв дюбеля (25%), разрыв упоров (75%)	6,2



Рисунок 3.37 – Общий вид образца из серии X-120T

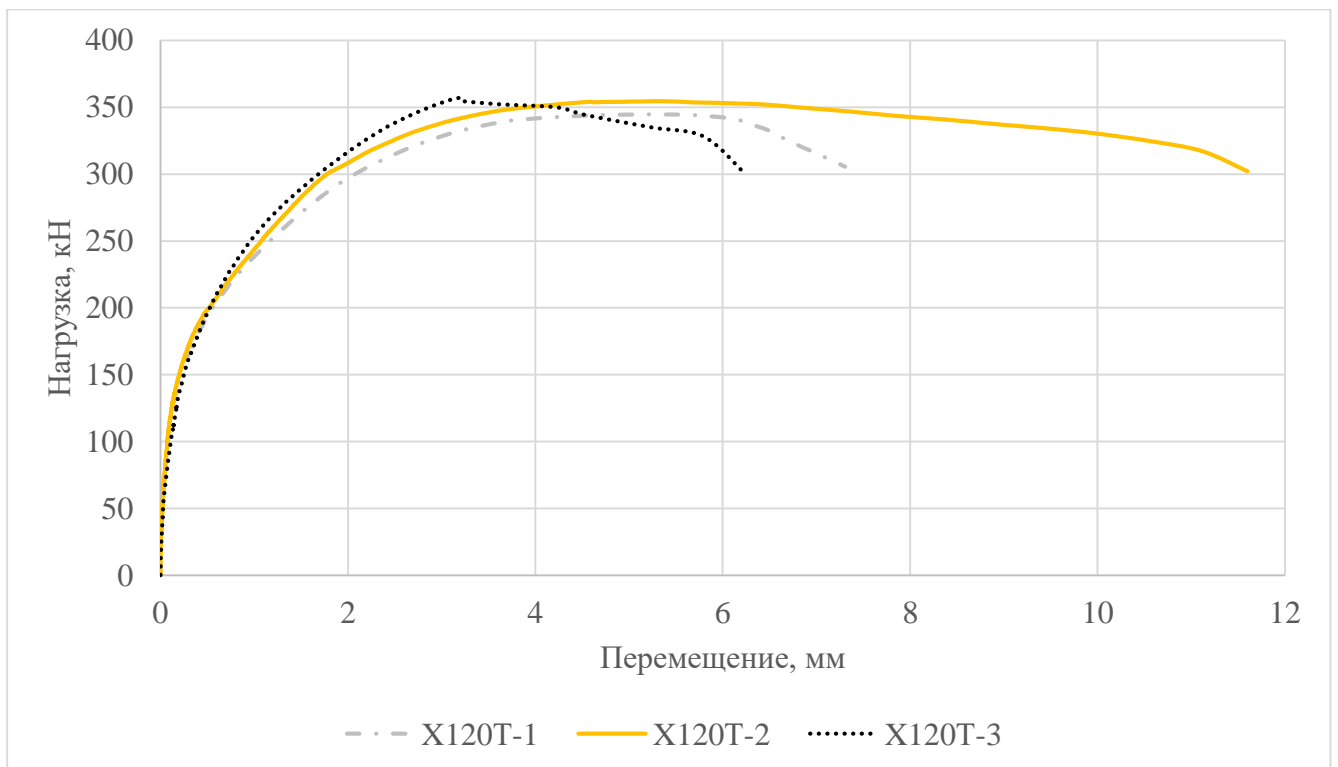


Рисунок 3.38 – Диаграмма нагрузка-перемещение для плит из серии X-120T

Серия X-120T – единственная, в которой были зафиксированы неупругие деформации самих уголкового упоров, превышающие 6 мм, в отдельных случаях повлекшее за собой их разрыв (рисунок 3.39). Влиянием этого механизма

разрушения объясняется высокая податливость во втором образце (11,6 мм), что согласуется результатами испытаний К. Пелешки [136], описанными в разделе 1.1. Там, где упоры получили меньшие деформации, разрушение произошло вследствие вырыва дюбелей из основания (рисунок 3.40), при этом стержни дюбеля также получили неупругие деформации, превышающие 6 мм (рисунок 3.41). В первом образце был зафиксирован срез одного из дюбелей.

Не смотря на различие в зафиксированных механизмах разрушения между серией X-120Т и другими, прочностные характеристики анкерных связей остались на одном уровне. Так, например, сравнивая результаты серии X-120Т с серией X-120Р (упоры той же высоты, но установлены параллельно вектору сдвигающей силы), можно заметить, что разница между средними разрушающими усилиями в серии, приведенными на 1 упор, отличаются менее чем на 1% (44,1 кН в X-120Р против 44,0 в X120-Т). Механизм разрушения не повлиял существенно на работу связей. Диаграммы на рисунке 3.38 показывают, что упоры в серии X-120Р ведут себя так же податливо, как и в случае изменения механизма разрушения. Данный вывод также согласуется с результатами испытаний К. Пелешки [136].



Рисунок 3.39 – Разрушение образца вследствие деформации упоров



Рисунок 3.40 – Нижняя пара упоров вышла из строя вследствие вырыва дюбелей из основания



Рисунок 3.41 – Дюбели, вырванные из основания

Серия образцов X-160P с плитами 600x600x160 мм без профилированного настила (рисунок 3.42). В каждой плите параллельно оси стальной балки размещены 4 упора высотой 140 мм. Фактическая прочность бетона составляет 42,8 МПа, что соответствует классу бетона В30. Величина разрушающего сдвигового усилия на образец и на 1 упор, зафиксированный механизм разрушения и перемещение плиты приведены в таблице 3.8. Зависимость перемещения двутавровой балки от нагрузки относительно исходного положения приведена на рисунке 3.43.



Рисунок 3.42 – Общий вид образца из серии X-160P

Таблица 3.8 Результаты испытаний образцов из серии X-160P

№ образца	Разрушающее сдвиговое усилие, кН		Механизм разрушения	Перемещение $\delta$ , мм
	На образец	На 1 упор		
1	427,2	53,4	Срез дюбеля (100%)	5,20
2	402,4	50,3	Срез дюбеля (100%)	5,27
3	381,6	47,7	Срез дюбеля (100%)	5,6

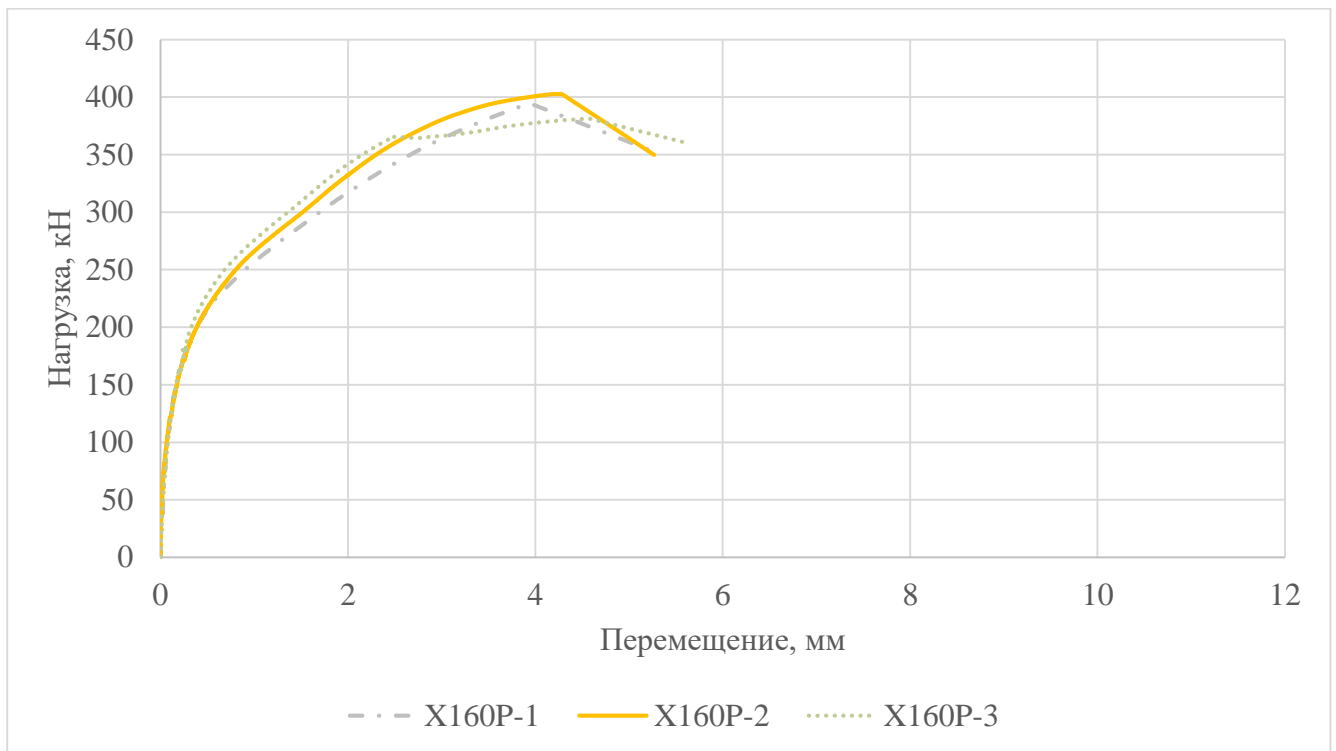


Рисунок 3.43 – Диаграмма нагрузка-перемещение для плит из серии X-160P

На диаграмме на рисунке 3.43 видно, что упоры в данной серии показали менее податливое поведение по сравнению с остальными сериями: ни в одном из образцов перемещения плиты не достигли 6 мм.

В каждом из трех образцов разрушение конструкции объединения произошло вследствие среза дюбель-гвоздя по аналогии с серией X-150P. При сравнении результатов этой серии испытаний с результатами других серий, таких как X-120P и X-150P, можно заключить, что высота анкерного упора влияет на его сопротивление сдвигу. Подробный анализ данной зависимости приведен далее в разделе 3.2.2.

В процессе испытаний образцов 5-ти серий второго этапа исследования были получены данные о разрушающем усилии, предельном перемещении плиты и механизме разрушения каждого образца (таблица 3.9). В таблицу также были включены данные о прочности бетона железобетонных плит, полученными в ходе первого этапа исследования. Помимо того, в таблицу добавлены результаты испытаний образцов, имеющих схожую конфигурацию (высота упоров, их



ориентация, краевые и осевые расстояния), выполненные М. Кризинелом [138], Ф. Эггертом [103] и К. Пелешкой [136].

Таблица 3.9 Результаты испытаний образцов с плитами без профилированного настила

	Серия	Прочность бетона, МПа	Разрушающее усилие на 1 упор, кН	Перемещение, мм	Превалирующий механизм разрушения	% срезов дюбеля	% вырывов дюбеля	% разрывов упора
1	X-150P-1	39,4	47,7	7,1	Срез дюбелей	100%	0%	0%
2	X-150P-2	39,4	46,9	8,4	Срез дюбелей	100%	0%	0%
3	X-150P-3	39,4	45,2	6,5	Срез дюбелей	100%	0%	0%
4	X-150T-1	40,1	49,7	6,1	Срез дюбелей	88%	13%	0%
5	X-150T-2	40,1	45,7	6,1	Срез дюбелей	81%	19%	0%
6	X-150T-3	40,1	50,6	8,4	Срез дюбелей	75%	25%	0%
7	X-120P-1	47,2	43,1	6,1	Срез дюбелей	88%	13%	0%
8	X-120P-2	47,2	46,1	6,1	Срез дюбелей	94%	6%	0%
9	X-120P-3	47,2	43,1	6,3	Срез дюбелей	88%	13%	0%
10	X-120T-1	41,9	43,1	7,3	Вырыв дюбелей	25%	50%	25%
11	X-120T-2	41,9	44,3	11,6	Разрыв упоров	0%	50%	50%
12	X-120T-3	41,9	44,6	6,2	Разрыв упоров	0%	25%	75%
13	X-160P-1	42,8	53,4	5,2	Срез дюбелей	100%	0%	0%
14	X-160P-2	42,8	50,3	5,3	Срез дюбелей	100%	0%	0%
15	X-160P-3	42,8	47,7	5,6	Срез дюбелей	100%	0%	0%
16	Пелешка S1.3 (=120P)	40,1	38,9	14,4	Разрыв упоров	13%	25%	63%
17	Пелешка S4 (=120T)	36,8	42,5	12,0	Вырыв дюбелей	0%	100%	0%
18	Кризинел (=120P)	34,5	35,5	8,0	Вырыв дюбелей	25%	63%	13%
19	Эггерт 3-1 (=120P)	36,2	45,3	5,3	Вырыв дюбелей	25%	63%	13%
20	Эггерт 4-1 (=150P)	58,0	52,1	8,6	Вырыв дюбелей	25%	63%	13%

Для того, чтобы определить, как влияют высота и ориентация упоров, класс бетона плиты на прочность и деформативность упоров была построена пузырьковая диаграмма (рисунок 3.44) на которой результат каждой серии отмечен кругом, площадь которого коррелирует с прочностью бетона плиты; при этом каждый круг заштрихован в соответствии с зафиксированным механизмом разрушения: горизонтальным штрихом обозначены серии, в которых превалировал срез дюбелей; косым штрихом обозначены серии, в которых превалировал вырыв дюбелей из основания; точками обозначены серии, в которых количество разрушений вследствие разрыва упора составило  $\geq 50\%$ .

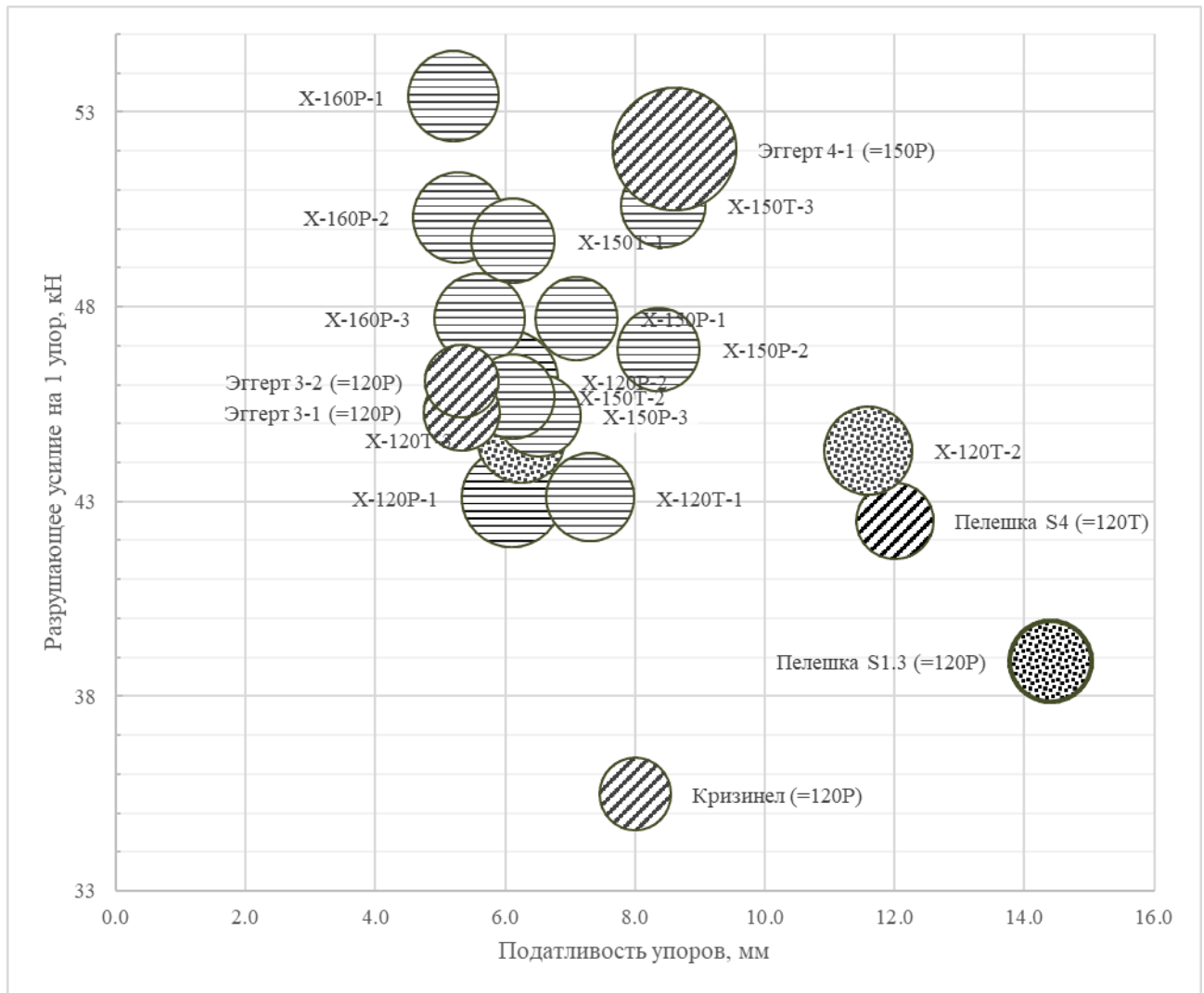


Рисунок 3.44 – Оценка влияния параметров образцов на прочность и деформативность упоров: горизонтальный штрих - срез дюбелей; косой штрих -вырыв дюбелей из основания; точечная штриховка - разрыва упоров

Далее проведем анализ влияния отдельных параметров образцов на прочность и деформативность анкерных упоров.

### 3.4.1 Влияние высоты, ориентации упоров, прочности бетона и механизмов разрушения на прочность анкерной связи.

На рисунке 3.45 выделены области, соответствующие размаху выборки по разрушающему усилию для каждого типа образца.



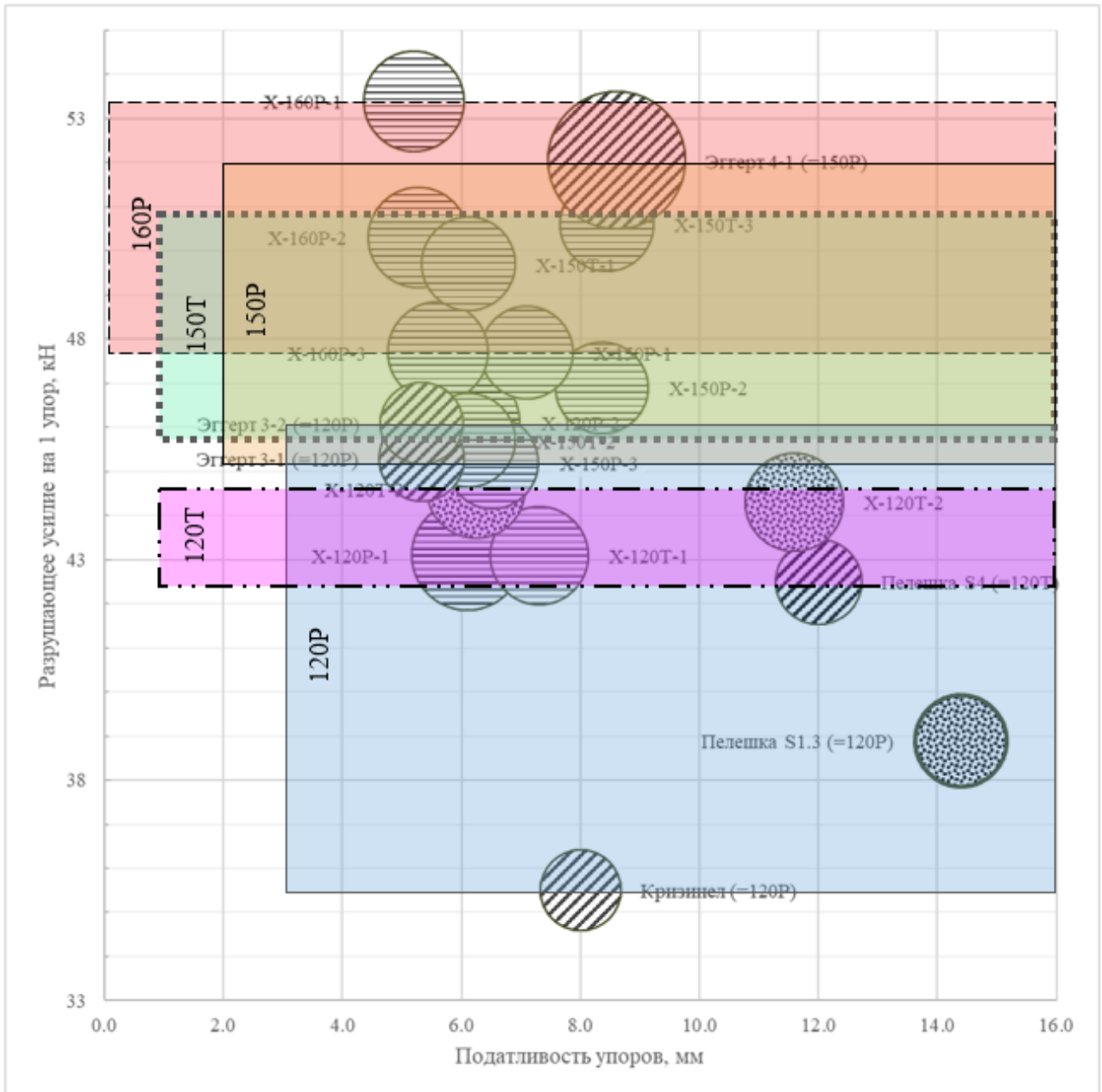


Рисунок 3.45 – Оценка влияния параметров образцов на прочность упоров

Анализируя данную схему, можно сделать следующие выводы:

1. Сопротивление конструкции объединения сдвигу на уголковых анкерных упорах зависит от высоты анкерного упора. Сопротивление упоров в серии X-120P (упоры высотой 95 мм) на 5% ниже, чем в серии X-150P (упоры высотой 125 мм) и на 13% ниже, чем в серии X-160P (упоры высотой 140 мм);
2. Ориентация упоров не оказывает влияния на прочность связи, однако влияет на однородность результатов: в сериях с перпендикулярной ориентацией упоров относительно сдвигающих сил (120P и 150T) разброс значений ниже, что

оказывает влияние на коэффициент вариации при вычислении нормативного сопротивления;

3. Корреляция между прочностью бетона железобетонных плит в пределах 34,5-58,3 МПа (по рисунку 3.46) и сопротивлением упоров сдвигу не выявлена. Об этом так же свидетельствует тот факт, что во всех образцах был зафиксирован механизм разрушения по стали (дюбеля или упора) (таблица 3.9).

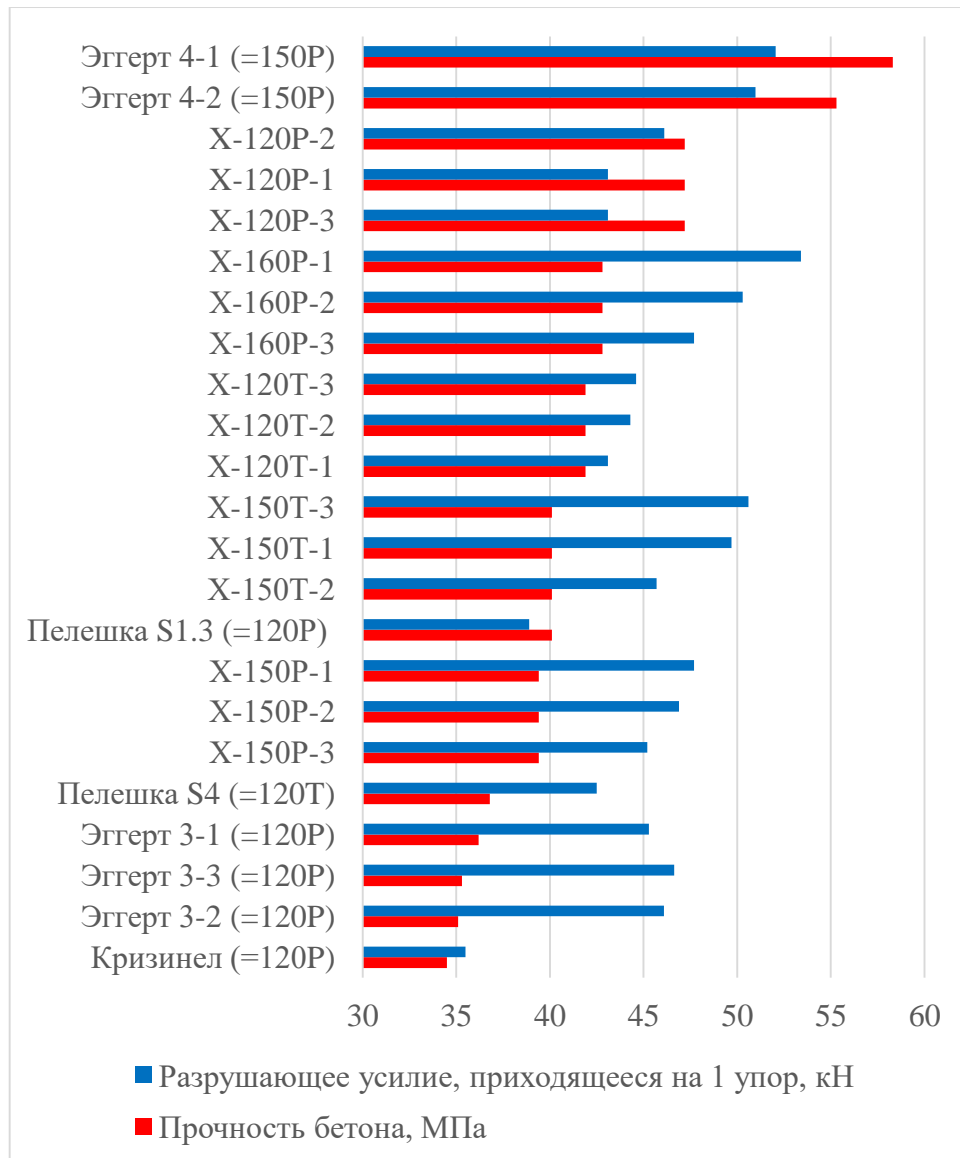


Рисунок 3.46 – График зависимости сопротивления упоров сдвигу от прочности бетона

4. Корреляция между исследуемыми параметрами образцов и механизмом разрушения не выявлена: в большинстве образцов конструкция объединения была разрушена в следствие смешанного механизма разрушения с превалирующим числом срезанных дюбелей. В двух сериях с относительно высокими упорами,

установленными параллельно вектору сдвигающей силы (X-HVB 125 и X-HVB 140 в сериях X-150P и X-160P соответственно) разрушение произошло вследствие среза всех дюбелей. Однако, для серии 4-1 из исследования Ф. Эггерта [103], с параметрами образца, идентичными серии X-150P, по результатам испытаний был зафиксирован смешанный механизм разрушения с преобладанием вырыва дюбелей из основания.

По результатам испытаний одиночных дюбелей на сдвиг, проведённых в рамках первого этапа исследования, было установлено, что среднее сопротивление дюбеля X-ENP21 составляет  $V_{d,cr} = 13,38$  кН. Теоретически, если конструкция объединения, устроенная на уголковых анкерных упорах, разрушилась вследствие среза дюбелей, разрушающее усилие на 1 упор должно быть около  $13,38 \cdot 2 = 26,76$  кН. Однако, если сопоставить это значение с данными, полученными по второму этапу, то получается, что фактическое сопротивление упора, разрушившегося вследствие среза дюбеля, на 69-99% выше.

Сопоставим величины разрушающих усилий с зафиксированными механизмами разрушения и средним разрушающим усилием для пары дюбелей, полученными в ходе первого этапа исследования (рисунок 3.47): очевидно, что величина срезающей нагрузки для дюбелей, закрепляющих упор в составе сталежелезобетонной конструкции, коррелирует с высотой упора.

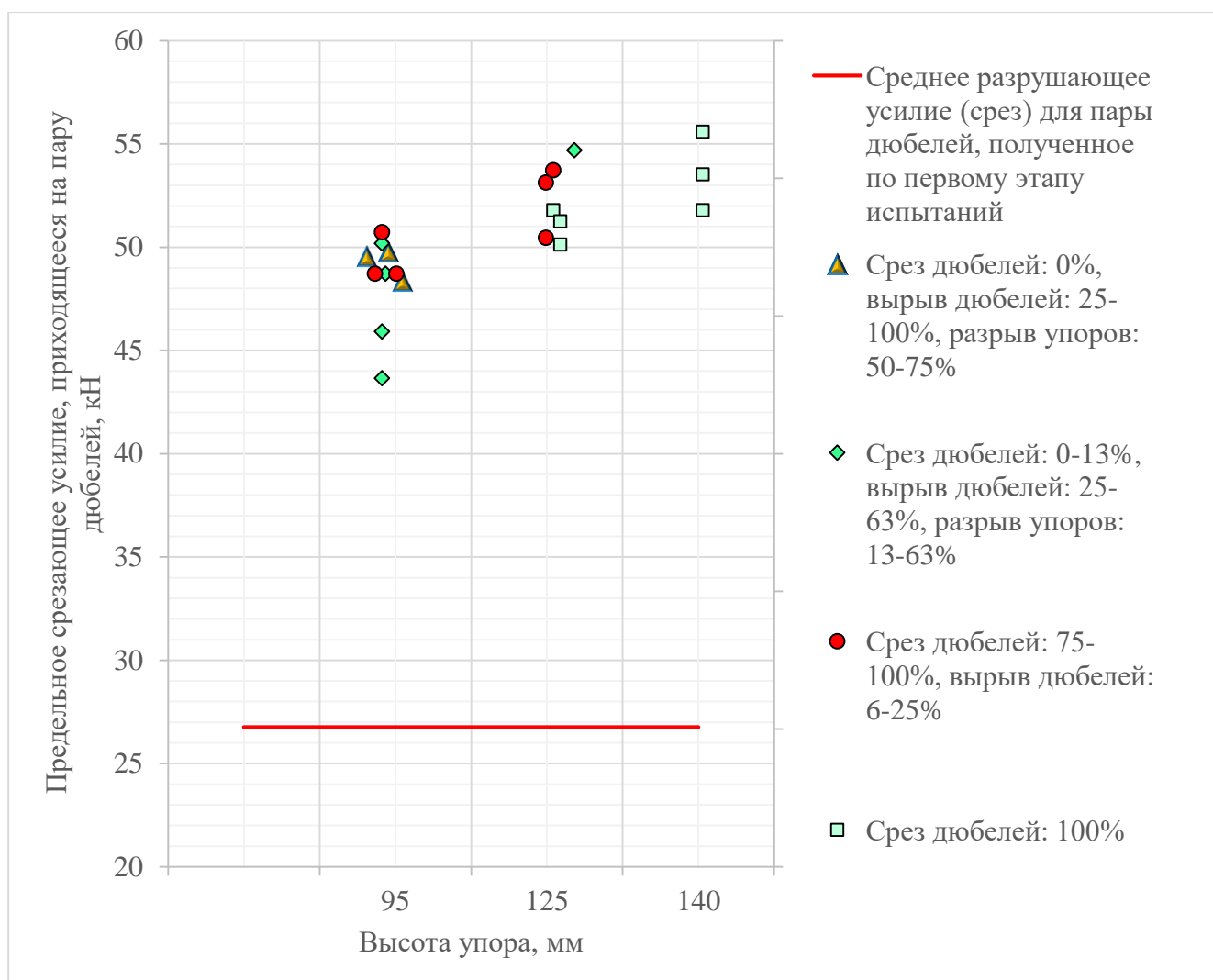


Рисунок 3.47 – Сопоставление величины разрушающих усилий с зафиксированными механизмы разрушения для пары дюбелей

При испытании крепления анкерных упоров испытывают комбинированное нагружение сдвиговой и растягивающей нагрузкой. Растягивающая нагрузка предположительно возникает вследствие того, что верхняя часть стержневой части упора при сдвиге оказывается заанкерена в бетоне (см. «эффект обратной анкеровки», описанной Лугерсхаузенном [127] в первой главе и на рисунке 1.12), вследствие чего упор срабатывает как рычаг, оказывающий на дюбели растягивающую нагрузку. Средняя величина этой составляющей может быть выведена из уравнения равнодействующей силы:

$$F = \sqrt{V_d^2 + N_d^2 + 2V_d N_d \cos \alpha}, \quad (3.7)$$

где  $V_d$  - сдвигающее усилие, приходящееся на пару дюбелей;

$N_d$  - растягивающее усилие, приходящееся на пару дюбелей;

$\alpha$  – угол между векторами растягивающей и сдвигающей силы.

Принимая во внимание, что согласно модели Лугерсхаузена, результирующая воздействует на зону крепления упора под небольшим углом, можно преобразовать формулу (3.7) в квадратное уравнение и вычислить среднее растягивающее усилие в серии при средней равнодействующей  $F = 49,78$  кН (по данным таблицы 3.9) и  $V_{d,cp} = 26,76$  кН (для пары дюбелей, по данным таблицы 3.1):

$$N_d^2 + 2 \cdot 26,76 \cdot N_d \cos \alpha - 49,78^2 + 26,76^2 = 0, \quad (3.8)$$

Для малых углов ( $0-15^\circ$ ) значение растягивающего усилия, приходящееся на пару дюбелей, находится в пределах  $N_{d,cp}$  22,6-23,02 кН. Данное значение в пересчете на 1 дюбель на 20% ниже, чем средняя вытягивающая нагрузка, полученная в ходе испытаний дюбелей на растяжение. При работе на сдвиг, упоры испытывают сложное напряженно-деформируемое состояние в месте крепления к основанию, которое зависит от перераспределения сдвигающих усилий между группой упоров. Данная гипотеза также косвенно подтверждается работой Н. Глухович [110], в которой была замоделирована работа упора в аналогичном образце. На рисунке 3.48 показан характер распределения внутренних усилий в дюбель-гвоздях при нагружении упора. Очевидно, что гвозди испытывают не чистый сдвиг, а комбинацию сдвигающих и растягивающих усилий, которые в конечном счете приводят к увеличению сопротивления уголкового упора сдвигу относительно отдельных дюбельных креплений.

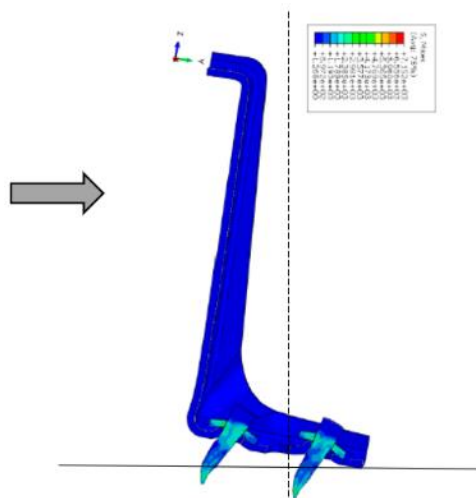


Рисунок 3.48 – Схема распределения внутренних усилий в дюбель-гвоздях при нагружении упора по данным Н. Глухович [110]

В случае, если упор ориентирован перпендикулярно вектору сдвигающей силы, его дюбели будут нагружаться неравномерно: дюбель, который находится ближе к концу вектора сдвигающей силы, будет испытывать большее растягивающее усилие в дополнение к сдвигающей нагрузке. Таким образом получается, что этот дюбель будет больше деформироваться и разрушаться до момента, когда второй дюбель будет полностью нагружен. Этим объясняется, смешанный механизм разрушения, зафиксированный для отдельных упоров.

Таким образом, увеличение сопротивления упора сдвигу при повышении его высоты можно объяснить увеличением площади поперечного сечения упоров, что в свою очередь позволяет передать большие растягивающие усилия на дюбель без разрыва упора, который был зафиксирован в образцах с упорами высотой 95 мм и толщиной стенки 2 мм, в то время как упоры высотой 125 и 140 мм имеют толщину стенки 2,5 мм (рисунок 3.4), что позволило исключить их разрыв в сериях X-150P, X-150T и X-160P. Поскольку при проектировании конструкции объединения используются расчетные сопротивления упоров, полученные путем статистической обработки, влияние толщины стенки упора на его прочность идет в запас прочности сталежелезобетонной конструкции.

### **3.4.2 Влияние высоты, ориентации упоров, прочности бетона и механизмов разрушения на деформативность анкерной связи**

На рисунке 3.49 выделены области, соответствующие размаху выборки по перемещению стальной балки относительно железобетонной плиты для каждого типа образца.

Анализируя данную схему, можно сделать следующие промежуточные выводы:

1. Высота анкерного упора влияет на его податливость: при повышении высоты наблюдается как снижение размаха выборки по перемещениям, так и снижение максимального значения перемещения. Средняя податливость упоров высотой 95 мм на 2% выше, чем у упоров высотой 125 мм и на 23% выше, чем у упоров высотой 140 мм. Поскольку для всех образцов использовались одинаковые дюбели, их влияние на данный аспект можно исключить;

2. В образцах с параллельной ориентацией упоров высотой 125 мм (серия 150P) относительно вектора сдвигающей силы, средняя податливость упоров на 6% выше, чем в образцах с перпендикулярной ориентацией упоров относительно вектора сдвигающей силы (150T). Однако, при высоте упора 95 мм, средняя податливость параллельно ориентированных упоров (120P) на 36% ниже, чем у упоров, ориентированных перпендикулярно. Таким образом, зависимости между ориентацией упора и его податливостью нет, что коррелирует с выводами других авторов [138, 137];

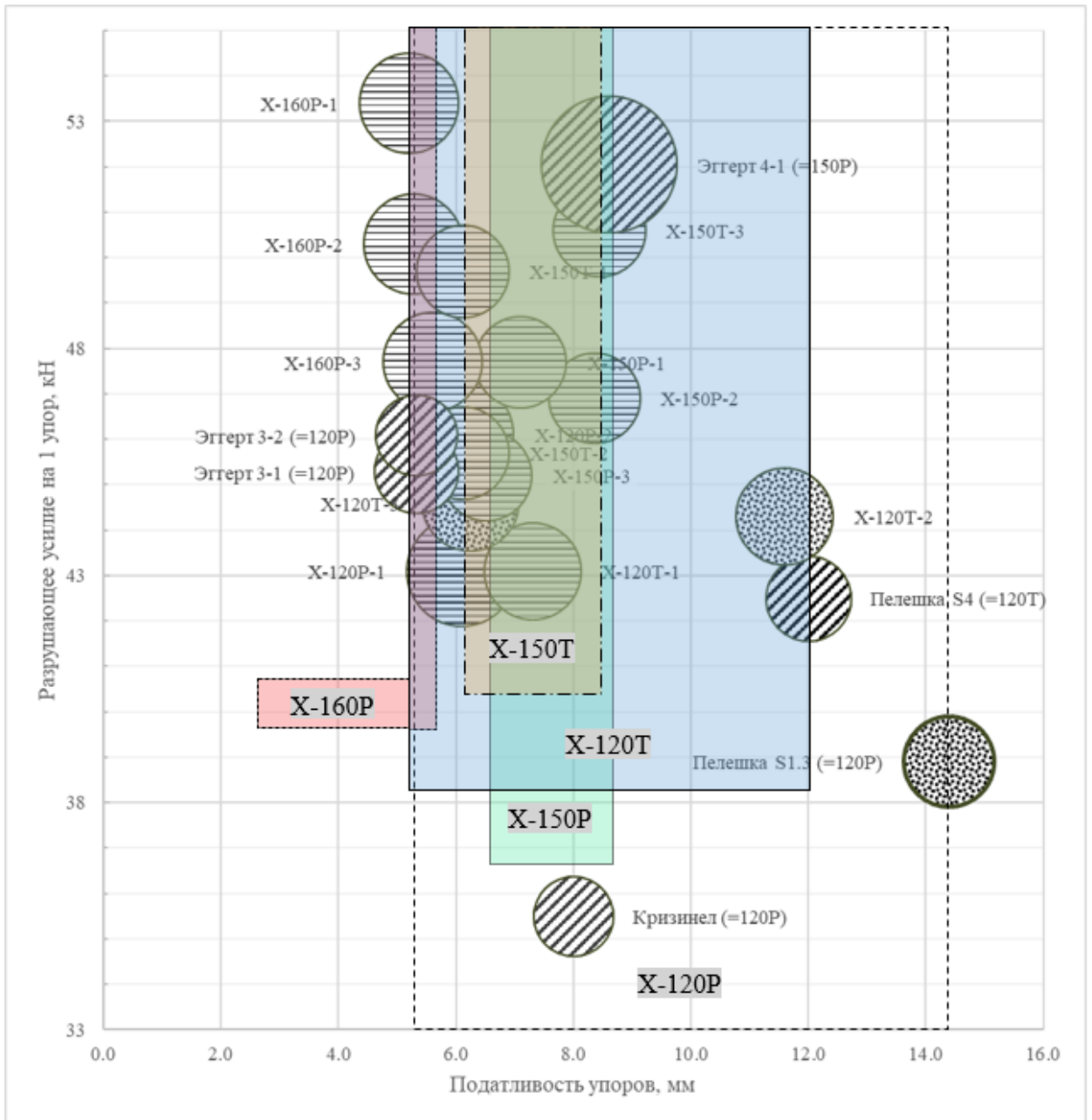


Рисунок 3.49 – Оценка влияния параметров образцов на деформативность упоров

3. Корреляция между фактической прочностью бетона плиты и податливостью анкерных упоров не выявлена (рисунок 3.50);



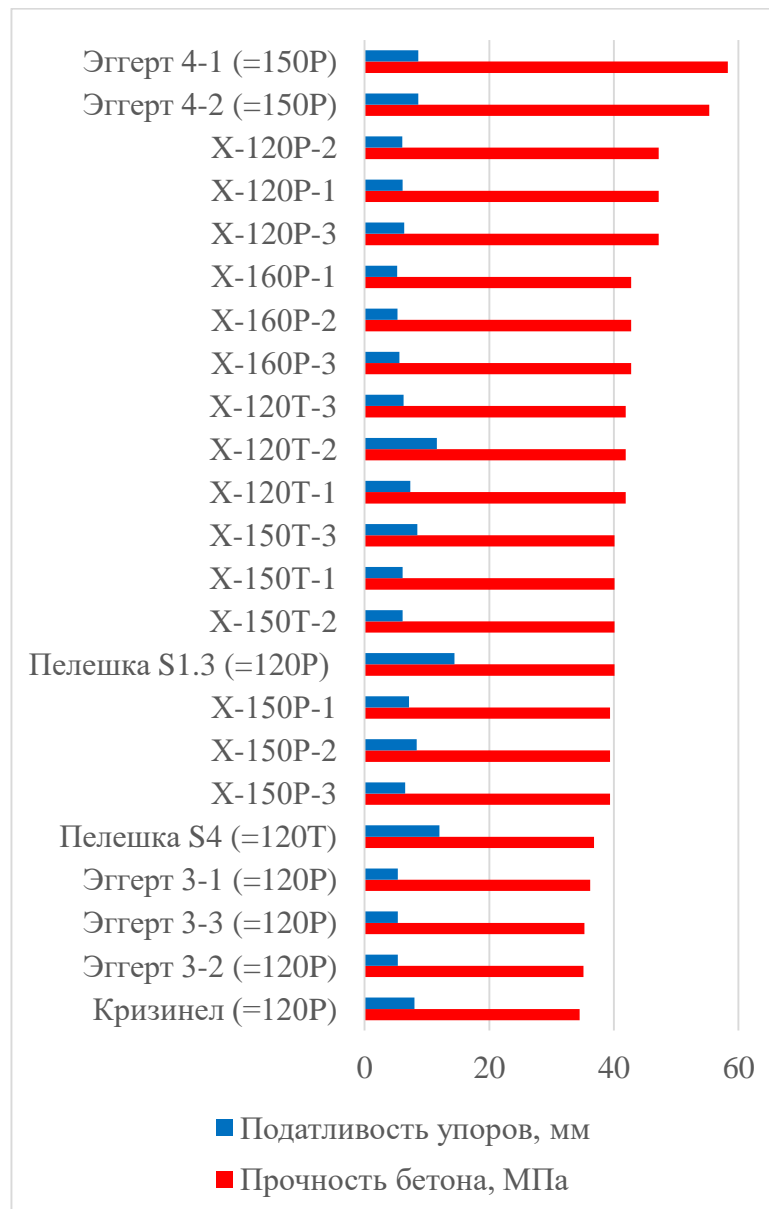


Рисунок 3.50 – График зависимости податливости упоров от прочности бетона

4. В результате анализа была выявленная следующая зависимость между преобладающим механизмом разрушения в образце и податливостью упоров (рисунок 3.51): податливость упоров в образцах, разрушившихся вследствие среза дюбелей в среднем на 29% ниже, чем в образцах, имевших иные механизмы разрушения.

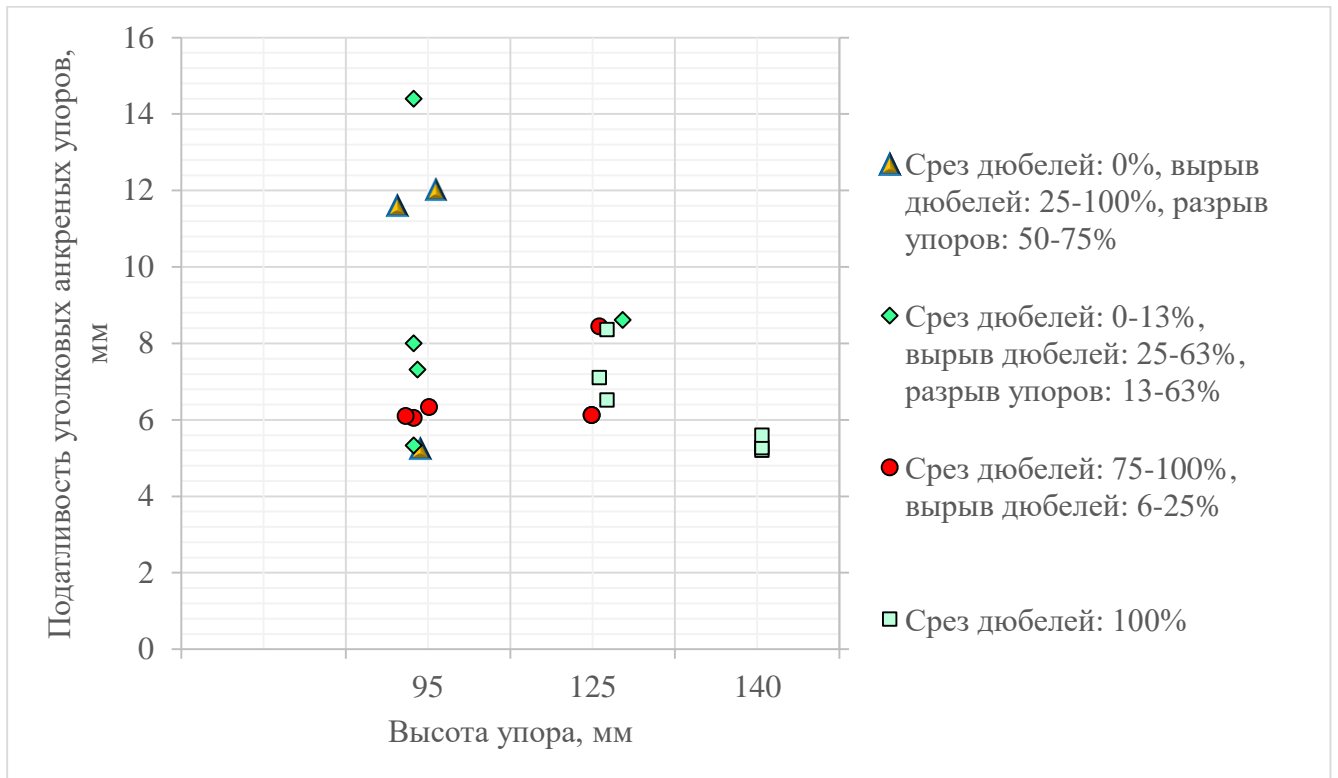


Рисунок 3.51 – Зависимость податливости упоров от механизма разрушения

### 3.4.3 Определение нормативных и расчетных характеристик анкерных упоров

Согласно п. 9.1.2 СП 266.1325800 [62], для расчета и проектирования конструкции объединения сталежелезобетонного перекрытия требуется знать расчетное сопротивление анкерных упоров сдвигу.

Результаты испытаний по второму этапу были сгруппированы по высоте уголкового анкерного упора, и нанесены на график на рисунке 3.52, вместе с данными аналогичных исследований, выполненных в разные годы К. Пелешкой [136], М. Кризинелом [138], Ф. Эггертом [103], Л. Райнингером [141], С. Чжангом [146]. В скобках указана ориентация уголковых упоров относительно вектора сдвигающей силы (Р – параллельно, Т – перпендикулярно). На графике видно, что в результате эксперимента был получен достаточно однородный массив значений, что хорошо согласуется с результатами других исследований в бетонах различных

классах, в том числе, в легких бетонах. Среднее квадратичное отклонение не превысило 6,1% (таблица 3.10) во всех сериях, что соответствует критерию  $< 10\%$  для отбора значений при статистической обработке малых выборок в соответствии с методикой, принятой во второй главе. Для сравнения на график нанесен нормативный и расчетный уровень сопротивлений упоров, опубликованный в технической документации производителя уголковых анкерных упоров [52].

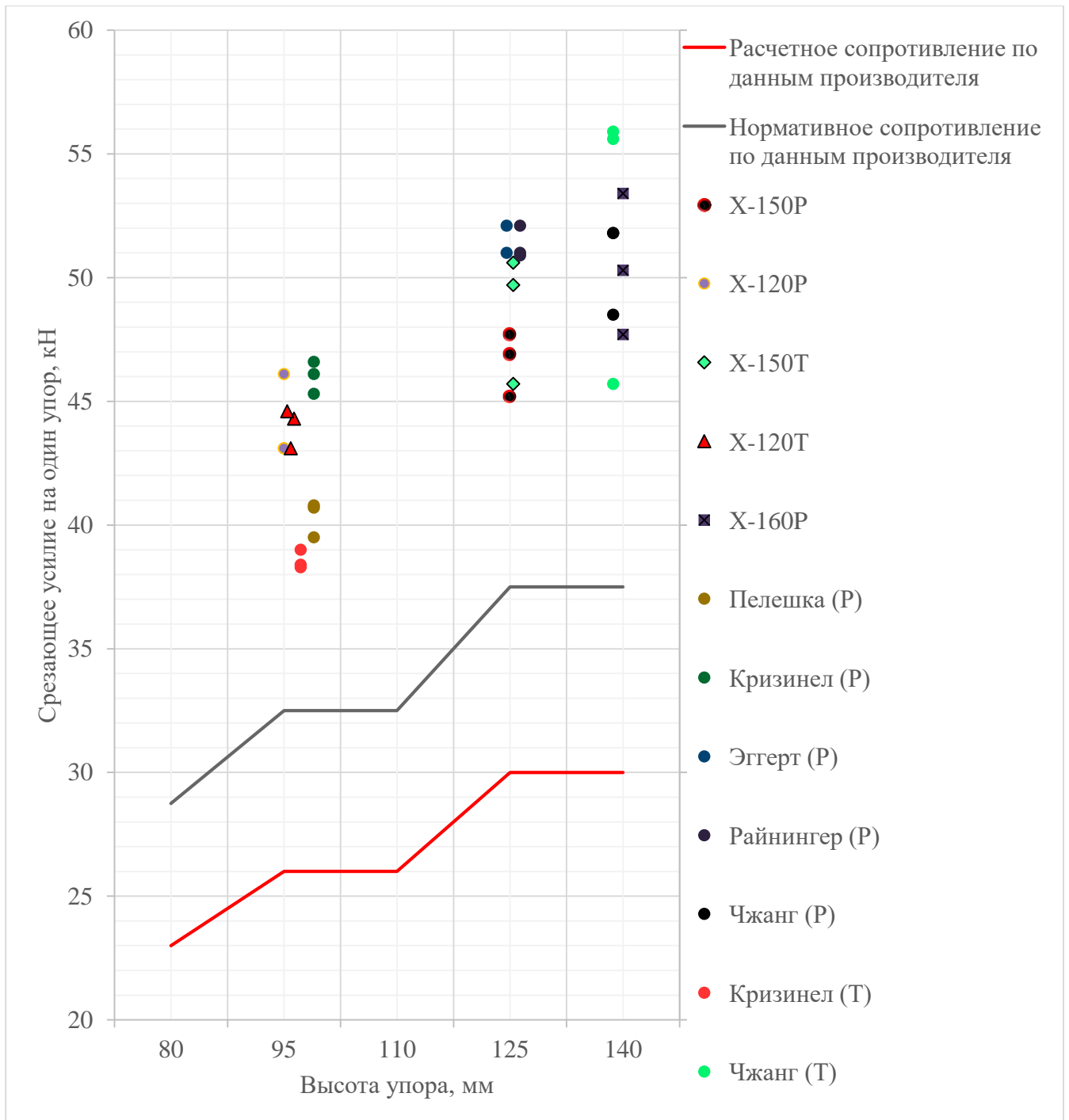


Рисунок 3.52 – Разрушающие усилия в образцах без профилированного настила в пересчете на 1 анкерный упор

В таблице 3.10 приведены данные по статистической обработке результатов испытаний в соответствии с методикой, разработанной в разделе 3.2. Полученные расчетные сопротивления сопоставлены с техническими данными производителя [52]. Итоговые расчетные значения представлены на графике рисунок 3.53.

Таким образом, для определения результирующего нормативного значения сопротивления сдвигу, можно использовать два метода: классический метод частных коэффициентов и метод Томаса Байеса, и выбрать наименьшее из двух значений.

Таблица 3.10 Результаты вычисления нормативных и расчетных сопротивлений сдвигу

Образец	№	Разрушающая нагрузка, кН	Отклонение, %	$R_{k,est}$ , кН	$R_k$ , кН	Норматив. Сопротивление сдвигу на 1 упор, кН	Расчетное сопротивление сдвигу на 1 упор, кН	Расчетное сопротивление на 1 упора по [52], кН
X-150P	1	381,6	-2,4	43,7	43,8	43,7	34,9	<b>30,0</b>
	2	375,2	-0,6					
	3	361,6	3,0					
X-150T	1	397,6	-2,1	42,4	42,8	42,4	34,0	<b>30,0</b>
	2	365,6	6,1					
	3	404,8	-4,0					
X-120P	1	344,8	2,3	39,9	40,2	39,9	31,9	<b>26,0</b>
	2	368,8	-4,5					
	3	344,8	2,3					
X-120T	1	344,8	2,0	42,1	42,2	42,1	33,7	<b>26,0</b>
	2	354,4	-0,7					
	3	356,8	-1,4					
X-160P	1	427,2	-5,8	44,3	44,7	44,3	35,5	<b>30,0</b>
	2	402,4	0,3					
	3	381,6	5,5					

Примечание:

$$P_{rk} = \min(R_{k,est}, R_k), \quad (3.1)$$

$$R_{k,est} = m_R - k_S S_R, \quad (3.2)$$

$$R_k = \eta_d \left\{ m_R - t_{vd} S_R \sqrt{\left(1 + \frac{1}{n}\right)} \right\}, \quad (3.9)$$

$$P_{rd} = \frac{P_{rk}}{\gamma_m}. \quad (3.4)$$

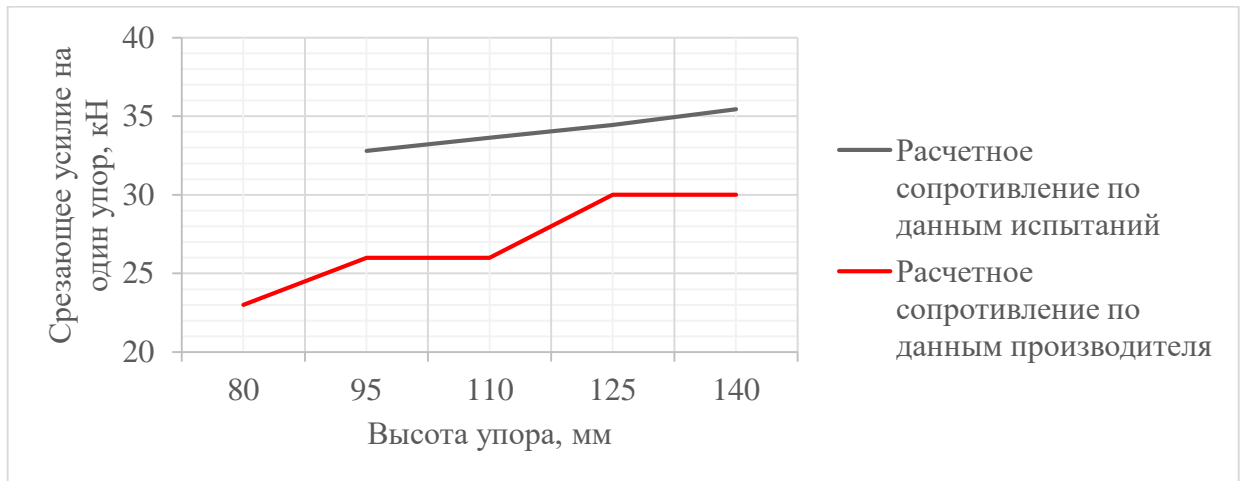


Рисунок 3.53 – Сравнение расчетного сопротивлений угловых упоров, полученное в результате оценки испытаний с техническими данными производителя

Данные, полученные в результате статистической обработки, соответствуют критериям однородности и могут быть использованы в качестве исходных для проектирования конструкции объединения в соответствии с СП 266.1325800 [62]. Следовательно, применение расчетных сопротивлений сдвигу, опубликованных в технических данных производителя [52], и имеющих запас 12-23% относительно данных, полученных в результате второго этапа испытаний, обеспечивают достаточный запас прочности конструкции объединения сталежелезобетонного перекрытия и могут рекомендоваться к применению для практических расчетов СП 266.1325800 [62].

Другой важной характеристикой анкерного упора, помимо сопротивления сдвигу, является его податливость, поскольку данный параметр может влиять на выбор методики расчета. Как было показано в разделе 1.1, применяя упоры, которые способны на значительные пластические деформации без разрушения, проектировщик может ввести в расчет сталежелезобетонного перекрытия такой параметр как степень его объединения, тем самым оптимизируя количество анкерных связей, что положительно влияет на стоимость конструкции и трудоемкость монтажа. Как было отмечено в разделе 1.3, в EN1994-1 [104] в качестве критерия определения анкерного упора как податливого является его способность допускать перемещение железобетонной плиты относительно балки на 6 мм и более без разрушения.

Анализ, проведенный в данном разделе, показал, что на податливость уголковых упоров влияет их высота. В серии X-160P (упоры высотой 140 мм, ориентированные параллельно вектору сдвигающей силы), среднее перемещение плиты относительно балки составило 5,4 мм, что не соответствует критерию «податливого упора» согласно EN1994-1, несмотря на угол наклона кривых на графике нагрузка-перемещение. Образцы с упорами высотой 95 и 125 мм данному критерию соответствуют и могут приниматься в расчетах как податливые. Применение данных упоров также влияет на повышение энергоемкости перекрытия, что положительно влияет на его сейсмостойкость и живучесть [78].

По итогу второго этапа исследования образцов без профилированного настила можно сделать следующие выводы:

1. Уголковые анкерные упоры, закрепляемые с помощью дюбелей, испытывают сложное напряженно-деформируемое состояние при работе в составе сталежелезобетонных перекрытий с плитами, устроенными по плоской съемной опалубке. Это состояние обусловлено влиянием сдвигающих и растягивающих усилий на дюбельные соединения. Величина сдвигающего усилия, приходящегося на один дюбель, находится в пределах 12,34-13,98 кН, а вырывающего - в пределах 14,28-16,87 кН.

2. Конкретные величины разрушающих усилий зависят от положения рассматриваемого анкерного упора в группе и его ориентации. Геометрические параметры исследуемых упоров и дюбелей подобраны производителем таким образом, чтобы допускать пластические деформации тела упора, что в отдельных случаях приводит к их разрыву при схожих величинах сдвигового нагружения.

3. Сопротивление сдвигу и податливость уголковых анкерных упоров в случае сталежелезобетонных перекрытий, устроенных по съемной опалубке, зависят главным образом от их высоты и практически не зависят от ориентации относительно вектора сдвигающей силы и прочности бетона плиты. При повышении высоты упоров увеличивается их сопротивление сдвигу за счет увеличения площади их поперечного сечения, что позволяет увеличивать растягивающую составляющую в комбинированном усилии, приходящемся на

дюбель. В то же время, повышение высоты упоров снижает их податливость на 2-23%.

4. При проектировании конструкции объединения сталежелезобетонных балочных перекрытий в соответствии с СП 266.1325800 [62], в качестве исходных данных следует принимать расчетные сопротивления упоров сдвигу, определенные в результате испытаний по ГОСТ Р 58336-2018 [24]. Рекомендуется дополнить данный стандарт методикой статистической обработки результатов, предложенной в разделе 2.2. Полученные в ходе второго этапа исследования расчетные сопротивления имеют запас 2-16% относительно технических данных производителя. Данные производителя целесообразно использовать для практических расчетов, поскольку они публикуются в справочной литературе и разрешительных документах на продукцию.

5. Для проектирования сталежелезобетонных перекрытий с повышенной сейсмостойкостью и живучестью рекомендуется использовать уголковые анкерные упоры высотой до 125 мм включительно с параллельной или перпендикулярной ориентацией относительно вектора сдвигающей силы.

6. Несущая способность и деформативность может быть повышена при изменении геометрических характеристик дюбелей: увеличение диаметра стержня должно дать повышение сопротивления соединения сдвигу, увеличение длины повысит сопротивление растяжению. Данный аспект требует дополнительного изучения.

### **3.5 Оценка прочностных и деформативных характеристик уголковых анкерных упоров в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях с профилированным настилом**

В данном разделе описаны результаты испытаний по третьему этапу исследования.

Испытания третьего этапа включали в себя следующие серии образцов с плитами, устроенными по профилированному настилу: X120P-N44, X120T-N44, X150T-N44, X150T-N60, X-150P-N60, X150T-N75. Характеристики образцов приведены в разделе 2.1.

### 3.5.1 Результаты сдвиговых испытаний

Серия X120P-N44 включала в себя образцы с плитами 650x600x120 мм, устроенными по профилированному листу HC44, ориентированному гофрами перпендикулярно стальной балке. В каждой плите установлены по 2 упора высотой 95 мм в одну гофру, параллельно стальной балке (рисунок 3.54). Фактическая прочность бетона составляет 39,5 МПа, что соответствует классу бетона В30. Величина разрушающего сдвигового усилия на образец и на 1 упор, зафиксированный механизм разрушения и предельное перемещение плиты приведены в таблице 3.11. Зависимость перемещения двутавровой балки от нагрузки относительно исходного положения приведена на рисунке 3.55.



Рисунок 3.54 – Общий вид образца из серии X120P-N44



Таблица 3.11 Результаты испытаний образцов из серии X120P-N44

№ образца	Разрушающее сдвиговое усилие, кН		Механизм разрушения	Перемещение $\delta$ , мм
	На образец	На 1 упор		
1	337,53	42,2	Срез дюбеля (63%), вырыв дюбеля (37%)	7,6
2	322,04	40,3	Срез дюбеля (63%), вырыв дюбеля (37%)	6,9
3	320,92	40,1	Срез дюбеля (88%), вырыв дюбеля (12%)	7,1

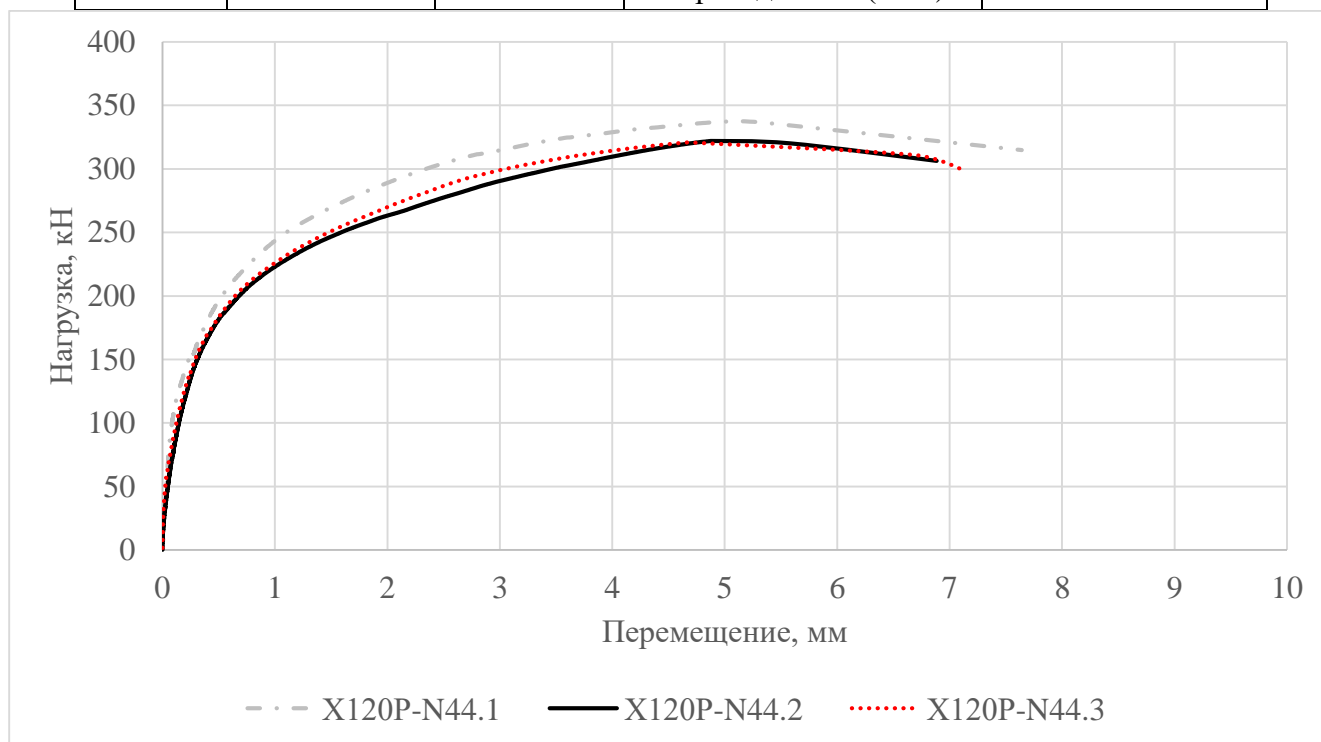


Рисунок 3.55 – Диаграмма нагрузка-перемещение для плит из серии X120P-N44

Анкерные упоры в данной серии продемонстрировали податливое поведение, схожее с аналогичной серией испытаний без профилированного настила (X120P). Разница между средней разрушающей нагрузкой в серии с профилированным настилом марки НС44 и в серии со съемной опалубкой составила около 5%.

Разрушение образцов произошло вследствие разрушения дюбельных соединений: в каждом образце от 1 до 3 дюбелей были вырваны из основания, остальные дюбели были срезаны (рисунок 3.56).

Стоит отметить образование трещин двух типов в бетоне в ходе приложения нагрузки: первый тип – продольно-поперечные трещины, зафиксированные в бетоне гофры, идущие от ближайшего к месту приложения нагрузки упора под  $45^\circ$  (рисунок 3.57), что согласуется с наблюдениями Н. Хоукинса и Д. Митчела [112] и расчетной моделью Р. Ллойда и Г. Райта [125]. Второй тип – поперечные трещины на уровне середины плиты по высоте, глубиной до 3 см, в отдельных случаях, распространенных на всю длину плиты (рисунок 3.58).



Рисунок 3.56 – Плита образца X120P-N44-3



Рисунок 3.57 – Продольно-поперечные трещины в гофре



Рисунок 3.58 – Плита образца X120P-N44-3

Серия X120T-N44 включала в себя образцы с плитами  $650 \times 600 \times 120$  мм, устроенными по профилированному листу НС44, ориентированному гофрами перпендикулярно стальной балке. В каждой плите установлены по 2 упора высотой 95 мм в одну гофру, перпендикулярно стальной балке (рисунок 3.59). Фактическая прочность бетона составляет 41,8 МПа, что соответствует классу бетона В30. Величина разрушающего сдвигового усилия на образец и на 1 упор, зафиксированный механизм разрушения и перемещение плиты приведены в таблице 3.12. Зависимость перемещения двутавровой балки от нагрузки относительно исходного положения приведена на рисунке 3.50.

Таблица 3.12 Результаты испытаний образцов из серии X120T-N44

№ образца	Разрушающее сдвиговое усилие, кН		Механизм разрушения	Перемещение $\delta$ , мм
	На образец	На 1 упор		
1	306,90	38,4	Срез дюбеля (100%)	7,7
2	328,49	40,9	Вырыв дюбеля (25%), разрыв упоров (75%)	9,5
3	30,59	39,5	Срез дюбеля (100%)	8,4



Рисунок 3.59 – Общий вид образца из серии X120T-N44

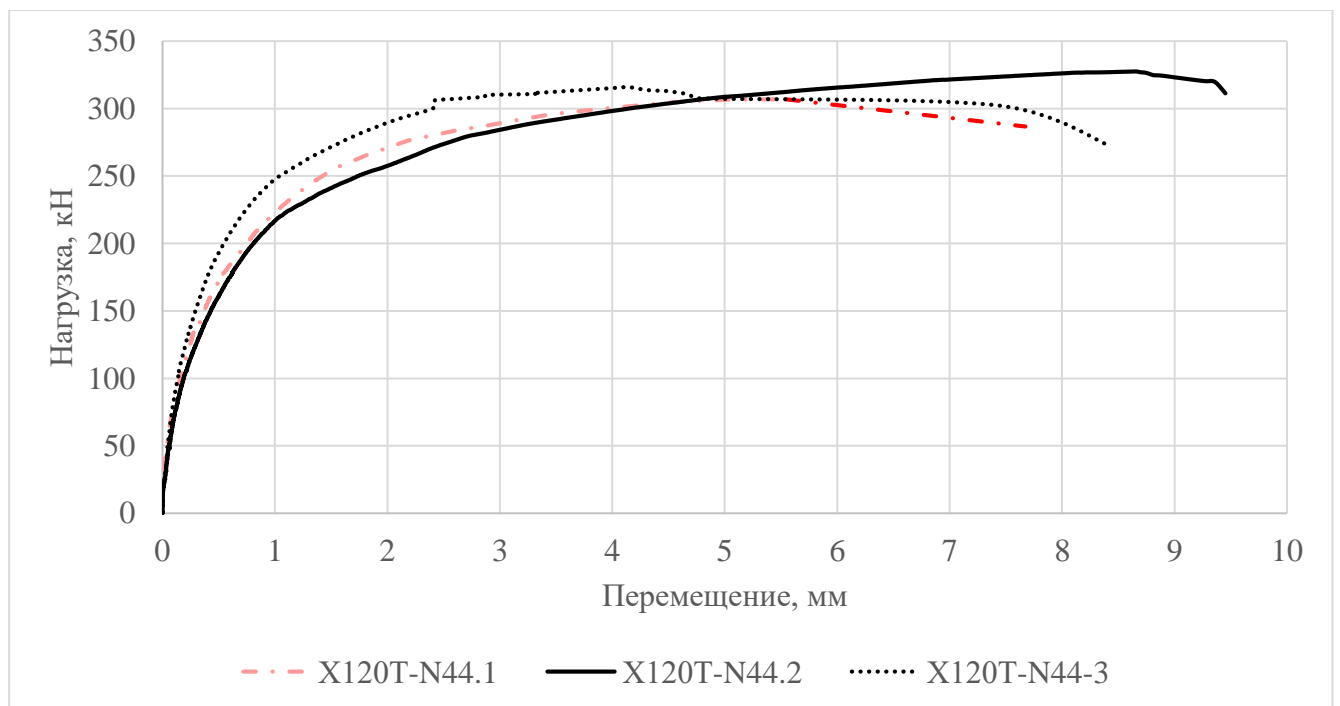


Рисунок 3.60 – Диаграмма нагрузка-перемещение для плит из серии X120T-N44

Упоры в данной серии продемонстрировали более податливое поведение по сравнению с серией X120P-N44, где упоры были установлены параллельно вектору сдвигающей силы при сопоставимом уровне разрушающих нагрузок. Подобная закономерность наблюдалась также при сравнении серий 120Т и X120P, где были смонтированы упоры той же высоты, но плиты были устроены по съемной опалубке.

Первый и третий образец разрушились вследствие среза дюбелей при перемещении балки относительно плиты на 7,7 и 8,4 мм соответственно. Повышенная деформативность конструкции объединения в третьем образце объясняется пластическими деформациями опорной части отдельных упоров (рисунок 3.61). Второй образец разрушился вследствие разрыва упоров при повышенном перемещении балки (9,5 мм) – характер разрушения аналогичен упорам из серии X120T.2 и X120T.3, испытанным ранее. Стоит отметить, что, не смотря на различия в механизмах разрушения, стандартное отклонение для разрушающей нагрузки в серии не превышает 5%.

В процессе испытаний были зафиксированы поперечные трещины, аналогичные серии X120P-N44 (рисунок 3.63). Также были зафиксированы локальные разрушения бетона в зоне контакта упоров со стальным основанием, вызванные, очевидно, поворотом упоров при их деформировании.



Рисунок 3.61 – Образец X120T-N44.3 после разрушения



Рисунок 3.62 – Образец X120T-N44.1 после разрушения



Рисунок 3.63 – Поперечная трещина в плите



Серия X150T-N44 включала в себя образцы с плитами 650x600x150 мм, устроенными по профилированному листу НС44, ориентированному гофрами перпендикулярно стальной балке. В каждой плите установлены по 2 упора высотой 125 мм в одну гофру, перпендикулярно стальной балке (рисунок 3.64). Фактическая прочность бетона составляет 46,0 МПа, что соответствует классу бетона В35. Величина разрушающего сдвигового усилия на образец и на 1 упор, зафиксированный механизм разрушения и перемещение плиты приведены в таблице 3.13. Зависимость перемещения двутавровой балки от нагрузки относительно исходного положения приведена на рисунке 3.65.



Рисунок 3.64 – Общий вид образца из серии X150T-N44

Таблица 3.13 Результаты испытаний образцов из серии X150T-N44

№ образца	Разрушающее сдвиговое усилие, кН		Механизм разрушения	Перемещение $\delta$ , мм
	На образец	На 1 упор		
1	342,22	42,8	Срез дюбеля (100%)	6,5
2	358,26	44,8	Срез дюбеля (100%)	6,8
3	345,24	43,1	Срез дюбеля (100%)	6,3

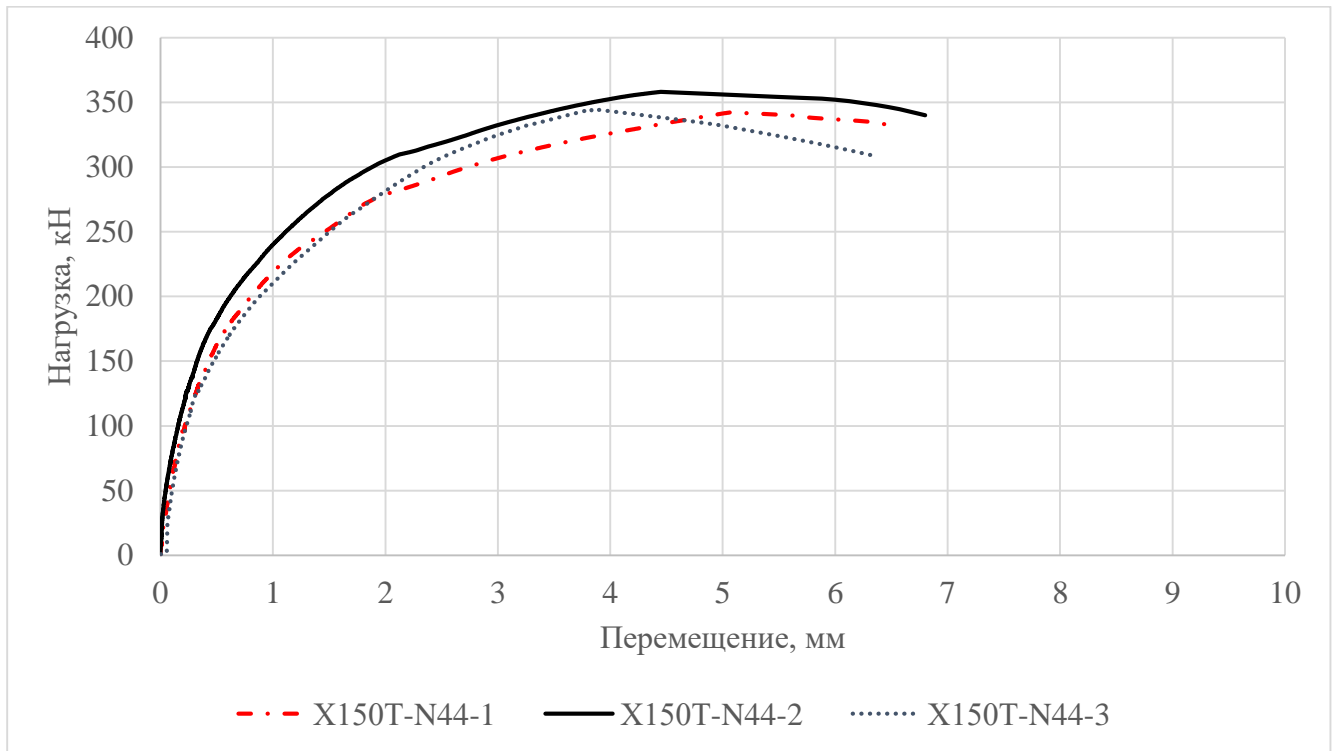


Рисунок 3.65 – Диаграмма нагрузка-перемещение для плит из серии X150T-N44

Во всех образцах разрушение произошло вследствие среза дюбелей. Судя по графикам на рисунке 3.65, конструкция объединения продемонстрировала податливый характер работы, аналогичный упорам из серии X150T (та же конфигурация образца, но без профилированного листа). Пластических деформаций упоров по аналогии с серией X120T-N44 не выявлено. Поперечные трещины в плитах зафиксированы не были.

Серия X150T-N60 включала в себя образцы с плитами 670x600x150 мм, устроенными по профилированному листу N60, уложенному на узкую полку и ориентированного гофрами перпендикулярно стальной балке. В каждой плите установлены по 2 упора высотой 125 мм в одну гофру, параллельно стальной балке (рисунок 3.66). Фактическая прочность бетона составляет 41,0 МПа, что соответствует классу бетона В30. Величина разрушающего сдвигового усилия на образец и на 1 упор, зафиксированный механизм разрушения и перемещение плиты приведены в таблице 3.14. Зависимость перемещения двутавровой балки от нагрузки относительно исходного положения приведена на рисунке 3.67.



Рисунок 3.66 – Общий вид образца из серии X150T-N60

Таблица 3.14 Результаты испытаний образцов из серии X150T-N60

№ образца	Разрушающее сдвиговое усилие, кН		Механизм разрушения	Перемещение $\delta$ , мм
	На образец	На 1 упор		
1	305,34	38,2	Продавливание бетонного ребра	5,0
2	306,24	38,3	Срез бетонного ребра	6,5
3	299,52	38,3	Продавливание бетонного ребра	5,6

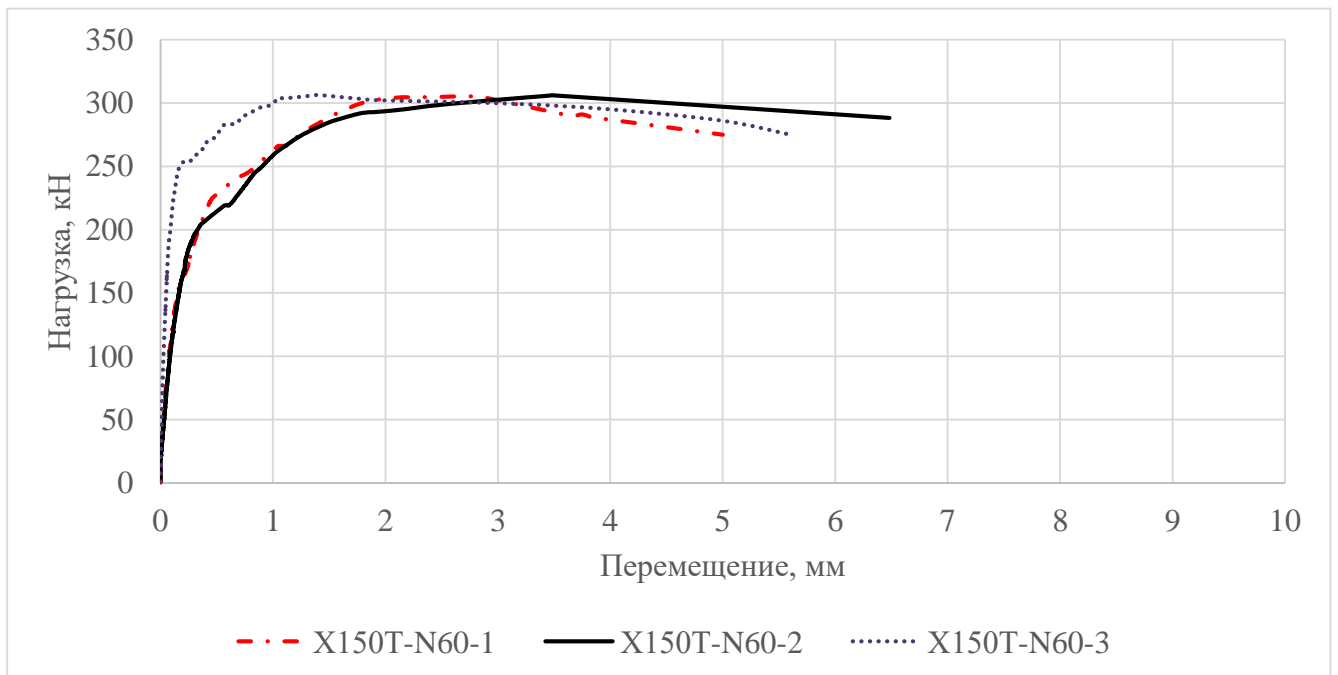


Рисунок 3.67 – Диаграмма нагрузка-перемещение для плит из серии X150T-N60

В данной серии испытаний уголковых анкерных упоров, закрепляемых с помощью дюбелей, наблюдалась средняя разрушающая нагрузка в размере 38,2 кН на 1 упор. Это значение на 21% меньше, чем в серии X150Т без профилированного настила. Разрушение произошло вследствие разрушения бетона: в первой и третьей сериях произошло продавливание бетонного ребра (рисунок 3.68), а во втором образце - срез бетонного ребра (рисунок 3.69). Как было описано в исследовании Н. Хоукинса и Д. Митчелла [112], данные механизмы разрушения характерны для плит, устроенных по профилированному настилу с соотношением ширины гофры к высоте  $b_0/h < 2$  (в рассматриваемом случае  $b_0/h = 1,18$ ). Несмотря на зафиксированные механизмы, связанные с разрушением бетона, график перемещения балки говорит об податливом характере поведения упоров. При обследовании образца со срезанным бетонным ребром было отмечено отклонение упоров от нормали на  $25^\circ$  при сохранении целостности дюбельного крепления (рисунок 3.70).



Рисунок 3.68 – Продавливание бетонного ребра



Рисунок 3.69 – Срез бетонного ребра





Рисунок 3.70 – Деформация анкерного упора

Серия X-150P-N60 включала в себя образцы с плитами 670x600x150 мм, устроенными по профилированному листу Н60, уложенному на широкую полку и ориентированному гофрами перпендикулярно стальной балке. В каждой плите установлены по 1 упору высотой 125 мм в одну гофру, параллельно стальной балке (рисунок 3.71). Фактическая прочность бетона составляет 39,7 МПа, что соответствует классу бетона В30. Величина разрушающего сдвигового усилия на образец и на 1 упор, зафиксированный механизм разрушения и перемещение плиты приведены в таблице 3.15. Зависимость перемещения двутавровой балки от нагрузки относительно исходного положения приведена на рисунке 3.72.



Рисунок 3.71 – Общий вид образца из серии X150P-N60

Таблица 3.15 Результаты испытаний образцов из серии X-150P-N60

№ образца	Разрушающее сдвиговое усилие, кН		Механизм разрушения	Перемещение $\delta$ , мм
	На образец	На 1 упор		
1	256,25	42,7	Срез дюбеля (100%)	6,8
2	245,29	40,9	Срез дюбеля (88%), вырыв дюбеля (12%)	7,2
3	221,20	37,7	Срез дюбеля (88%), вырыв дюбеля (12%)	6,1

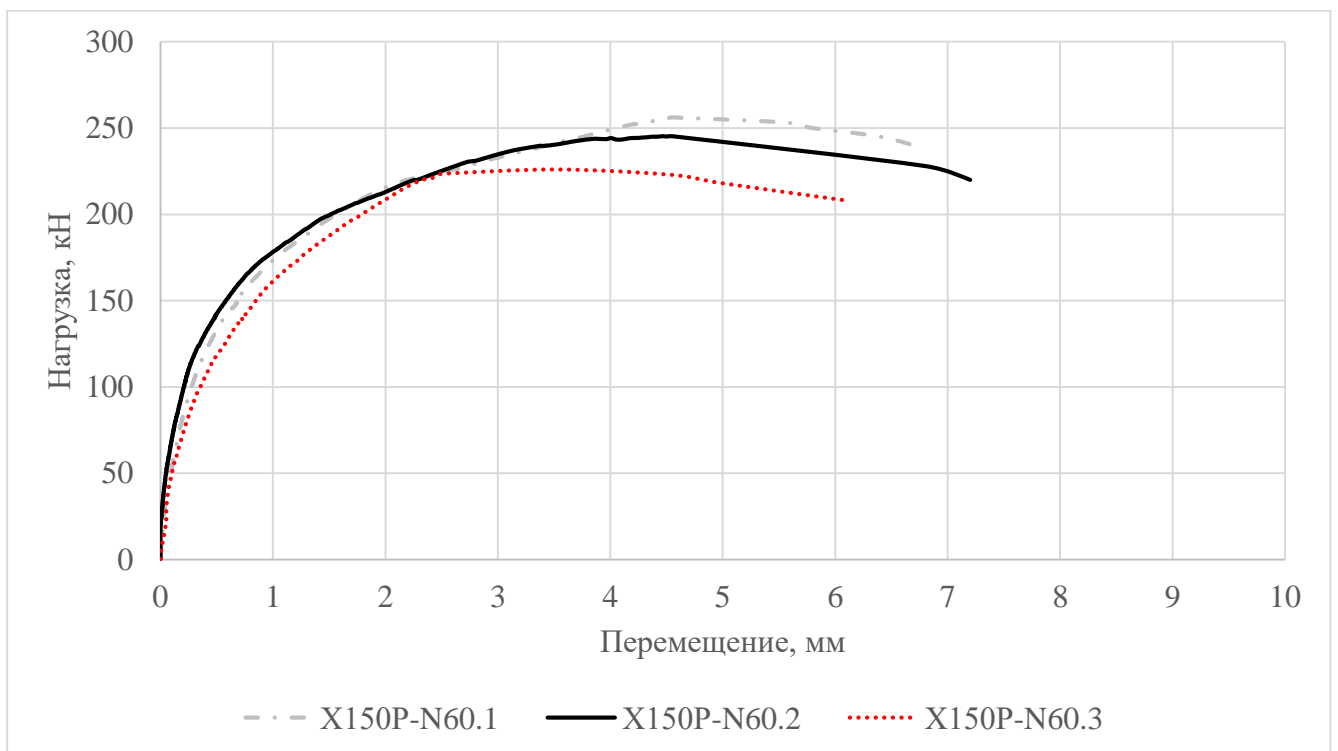


Рисунок 3.72 – Диаграмма нагрузка-перемещение для плит из серии X-150P-N60

В рассматриваемой серии упоры вели себя схожим образом с серий X-150P (образец с упорами той же конфигурации, но без профилированного настила), однако средняя разрушающая нагрузка была на 13% ниже при сопоставимом уровне деформативности упоров и одинаковом классе бетона. Это говорит о том, что применяемый профилированный настил негативно влияет на несущую способность конструкции перекрытия. Данная проблема более детально будет рассмотрена в разделе 3.5.2.

Образцы данной серии разрушились вследствие выхода из строя дюбельных соединений: большая часть была срезана, отдельные дюбели были вырваны из основания по аналогии с серией X-150T (рисунок 3.73).



Рисунок 3.73 – Плита образца X-150P-N60.2 после испытания

Серия X150T-N75 включала в себя образцы с плитами 650x600x150 мм, устроенными по профилированному листу Н75, уложенному на узкую полку и ориентированному гофрами перпендикулярно стальной балке (рисунок 3.74). Уголкового упоры Hilti X-HVB 125 установлены по 1 в одну гофру, перпендикулярно стальной балке. Фактическая прочность бетона составляет 38,4 МПа, что соответствует классу бетона В30. Величина разрушающего сдвигового усилия на образец и на 1 упор, зафиксированный механизм разрушения и перемещение плиты приведены в таблице 3.16. Зависимость перемещения двутавровой балки от нагрузки относительно исходного положения приведена на рисунке 3.75.



Рисунок 3.74 – Общий вид образца из серии X-150T-N75

Таблица 3.16 Результаты испытаний образцов из серии X-150T-N75

№ образца	Разрушающее сдвиговое усилие, кН		Механизм разрушения	Перемещение $\delta$ , мм
	На образец	На 1 упор		
1	158,55	26,4	Срез бетонного ребра	6,6
2	158,39	24,8	Продавливание бетонного ребра	5,6
3	153,60	25,6	Продавливание бетонного ребра	5,8

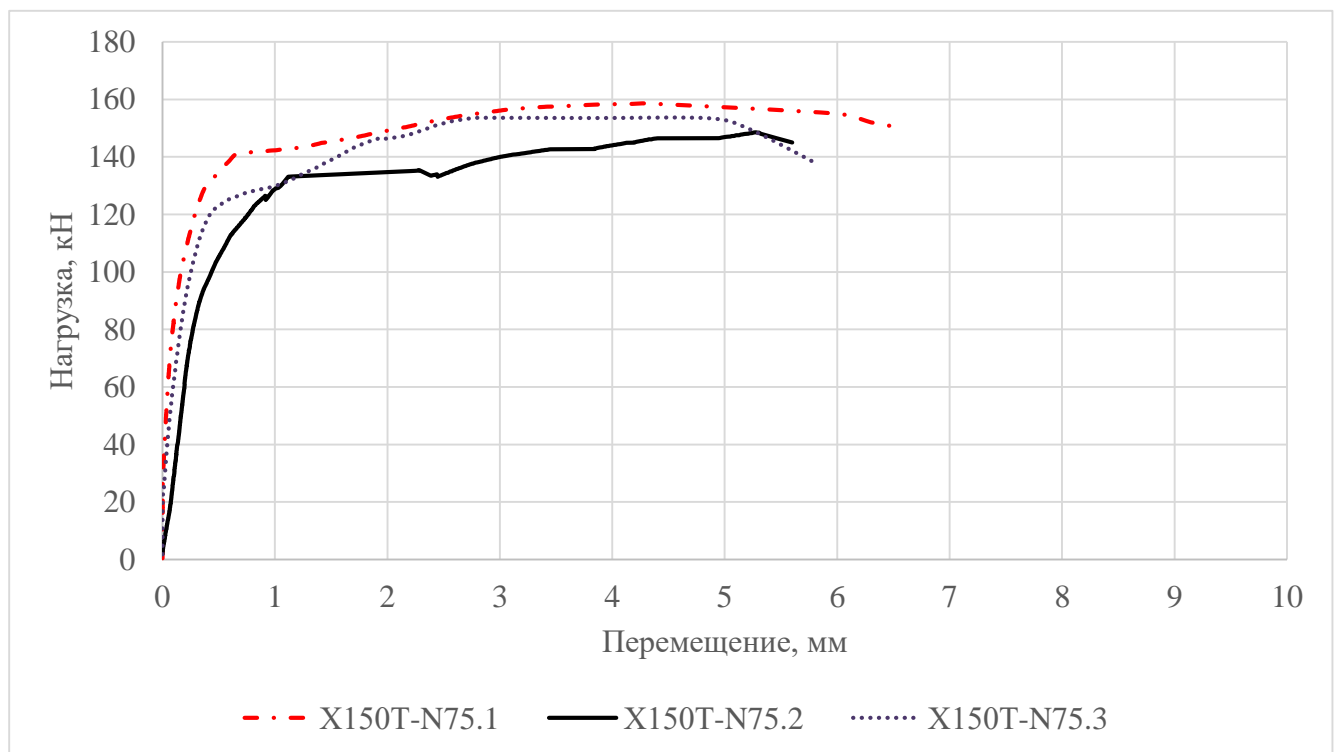


Рисунок 3.75 – Диаграмма нагрузка-перемещение для плит из серии X-150T-N75

В данной серии, как и в серии X150T-N60, образцы разрушились вследствие среза бетонного ребра (рисунок 3.76) и продавливания ребра упором (рисунок 3.77), что объясняется небольшим соотношением ширины гофры к высоте  $b_0/h = 1,09$ . На рисунке 3.77 показан характер разрушения бетонного ребра после испытаний, фотография сделана после среза неразрушенных упоров вручную.

Как и в сериях X120P-N44 и X120T-N44 в серии X-150T-N75 были зафиксированы поперечные трещины глубиной до 6 см (рисунок 3.78).



Рисунок 3.76 – Срез бетонного ребра в левой плите



Рисунок 3.77 – Выкол упора из бетонного ребра вследствие продавливания



Рисунок 3.78 – Поперечные трещины в плите

### 3.5.2 Оценка результатов испытаний образцов с профилированным настилом

В рамках данного этапа исследования рассматривались образцы с уголковыми анкерными упорами X-NVB 95 и X-NVB 125, установленными в профилированные настилы марок НС44, Н60 и Н75, изготавливаемых в соответствии с [18]. Для того, чтобы лучше понять, как профилированный настил влияет на несущую способность и деформативность конструкции объединения на уголковых упорах, были рассмотрены данные М. Кризинела [138] и К. Пелешки [137], которые ранее проводили испытания уголковых упоров той же высоты и

конфигурации с применением профилированных настилов, геометрические характеристики которых близки к тем, что использовались автором при проведении испытаний. Характеристики данных образцов приведены в таблице 3.17.

Таблица 3.17 Характеристики дополнительных образцов

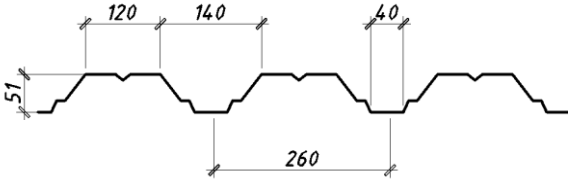
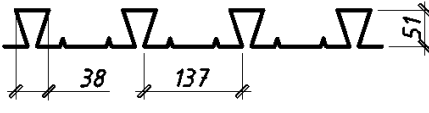
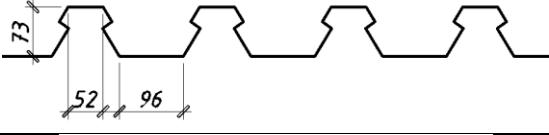
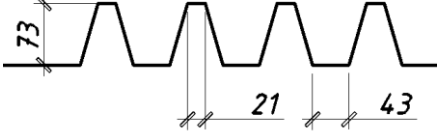
Серия	Марка упора	Кол-упоров в гофре	Ориентация упоров	Прочность бетона, МПа	Разрушающее усилие на 1 упор, кН	Перемещение, мм	Механизм разрушения	Ссылка
N2.2	X-HVB 95	1	Параллельно	45,7	40,5	13,5	Разрыв упоров	[137]
N2.3	X-HVB 95	1	Параллельно	45,7	42,3	11,0	Вырыв дюбелей	[137]
1-С	X-HVB 125	2	Перпендикулярно	41,9	45,8	11,1	Срез дюбелей	[138]
2-В	X-HVB 125	2	Перпендикулярно	41,9	37,6	6,0	Срез бетонного ребра	[138]
2-С	X-HVB 125	2	Перпендикулярно	41,9	25,5	6,8	Срез бетонного ребра	[138]

Данные о геометрических характеристиках профилированных настилов, рассматриваемых в анализе, приведены в таблице 3.18.

Таблица 3.18 Геометрические характеристики профилированных настилов

Серия	Марка настила	Эскиз
X120P-N44	HC44	
X120T-N44		
X150T-N44		
X150T-N60	H60	
X-150P-N60		
X-150T-N75	H75	



N2.2	TR 55/260	
N2.3		
1-C	Holorib 51	
2-B	Confrasta 70	
2-C	Prins PVS 73	

Как было установлено в результатах анализа второго этапа исследования, высота уголкового анкерного упора оказывает наиболее сильное влияние на прочность и деформативность конструкции объединения по сравнению с ориентацией упоров относительно вектора сдвигающей силы и прочностью бетона плиты. По этой причине анализ результатов третьего этапа исследования разделен на две части, согласно марки примененного упора. Для анализа влияния доступных параметров образцов на прочность и деформативность упоров была построена пузырьковая диаграмма по аналогии со вторым этапом исследования: результат каждой серии отмечен кругом, площадь которого коррелирует с прочностью бетона плиты; при этом каждый круг заштрихован в соответствии с зафиксированным механизмом разрушения: горизонтальным штрихом обозначены серии, в которых превалировал срез дюбелей; косым штрихом обозначены серии, в которых превалировал вырыв дюбелей из основания; точками обозначены серии, в которых разрушение произошло вследствие разрыва упора; волнистой линией обозначены образцы, в которых был зафиксирован срез бетонного ребра; образцы, в которых был зафиксировано продавливание бетонного ребра заштрихованы в клетку.

Анализ образцов с упорами высотой 95 мм представлен на рисунке 3.79. Образцы с параллельной ориентацией упоров демонстрируют в среднем на 15%

меньшую податливость, чем образцы с перпендикулярной ориентацией при той же прочности (разница менее 4% в пользу образцов с параллельной ориентацией упоров). Не смотря на различия в податливости, упоры в обоих рассматриваемых сериях могут быть классифицированы как податливые, поскольку минимальное перемещение балки относительно плит во всей выборке составило 6,5 мм.

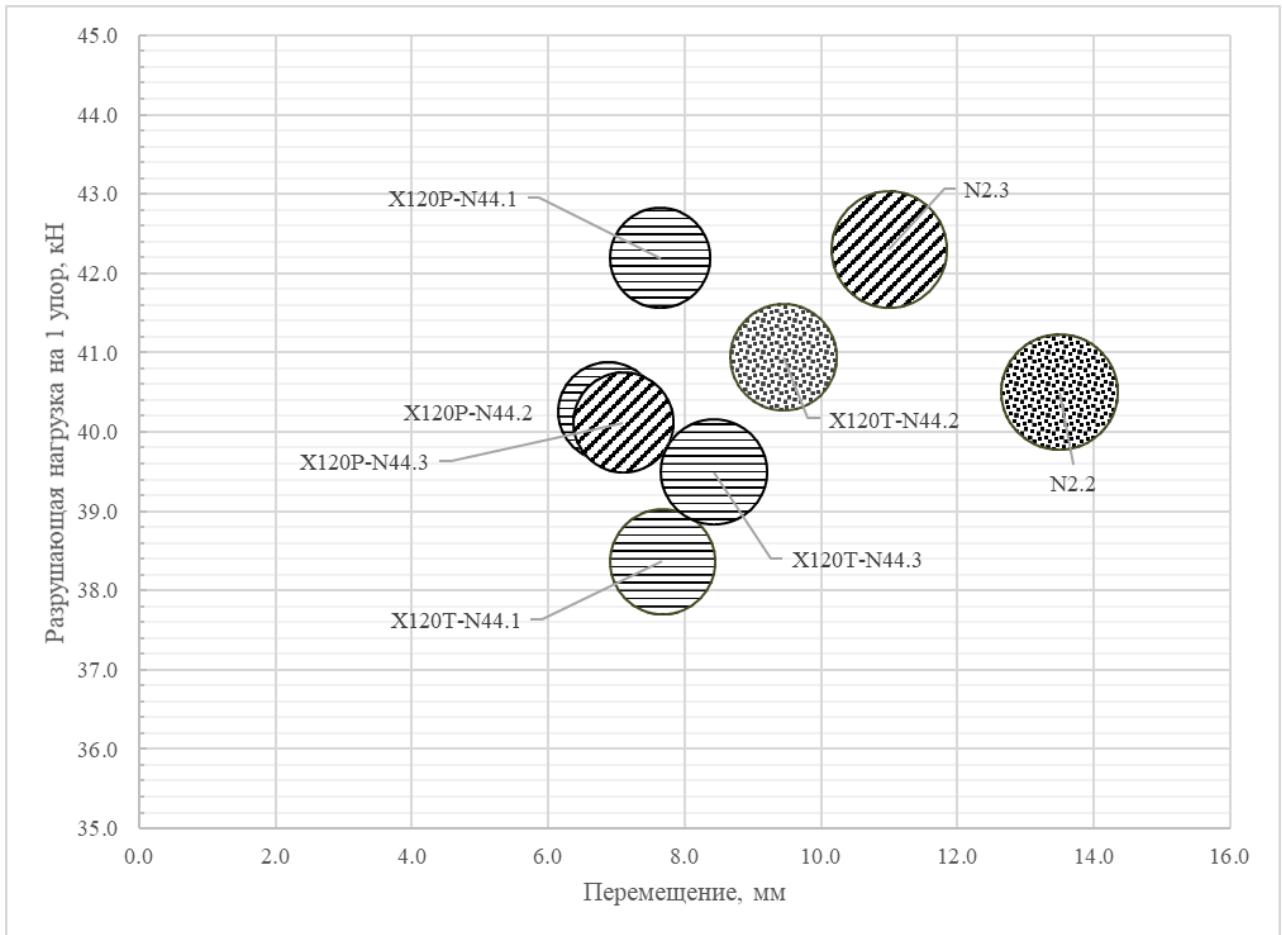


Рисунок 3.79 – Анализ образцов с упорами X-HVB 95: косой штрих - вырыв дюбелей из основания; точечная штриховка - разрыв упора; волнистая штриховка - срез бетонного ребра; штриховка в клетку - продавливание бетонного ребра.

С точки зрения влияния геометрии профилированного настила на прочность и деформативность конструкции объединения, можно сделать следующие выводы: сравнивая среднее разрушающее усилие, приходящееся на 1 упор в сериях с параллельной ориентацией упоров в образцах с настилом и без него, можно отметить снижение на 6% для образцов с параллельной ориентацией упоров (41,1 кН в сериях с профилированным настилом против 43,7 кН в сериях со съемной опалубкой) и 10% для образцов с перпендикулярной ориентацией упоров (39,6 кН



против 44,0 кН). С точки зрения деформативности, образцы с профилированным настилом и параллельной ориентацией упоров показали себя на 17% лучше. При перпендикулярной ориентации упоров увеличение среднего перемещения балки относительно плиты составило 2%, что находится в пределах статистической погрешности.

Зафиксированные механизмы разрушения в сериях с профилированным настилом в целом не отличались от тех, что были выявлены в сериях без профилированного настила. Однако, стоит отметить образование локальных разрушений бетона в гофрах в зоне контакта упоров со стальным основанием, особенно заметные в образцах с перпендикулярной ориентацией упоров.

Анализ образцов с упорами высотой 125 мм представлен на рисунке 3.80. Образцы серии X150T-N44, как и в случае с упорами с высотой 95 мм, показали снижение средней разрушающей нагрузки на 1 упор на 11% по сравнению с аналогичной серией без профилированного настила при незначительном снижении деформативности (до 5%). Такой же вывод справедлив и для серии X150P-N60: снижение средней прочности на 13% при снижении средней деформативности на 9%. В данных сериях разрушение происходило преимущественно за счет среза дюбелей, что свидетельствует об максимальном использовании ресурса конструкции упоров. Снижение разрушающей нагрузки можно объяснить уменьшением растягивающей составляющей, действующей на упор вследствие уменьшения объема бетона в ребре, распределяющего сдвигающие усилия по высоте упора.

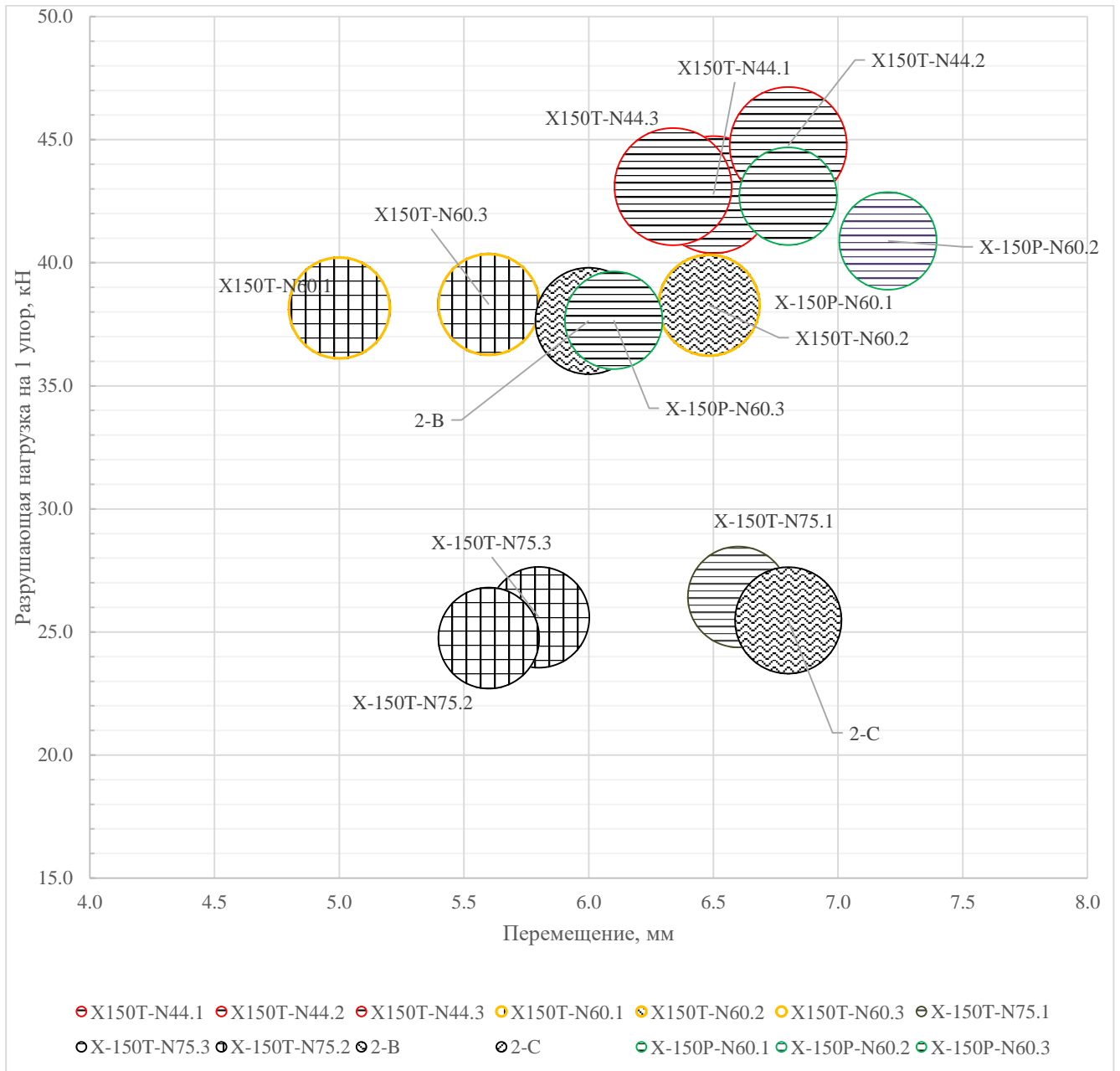


Рисунок 3.80 – Анализ образцов с упорами X-HVB 125

Серии X150P-N60 и X150T-N60, помимо ориентации упоров, отличаются также способом укладки листа на балку: в первом случае лист уложен «широкими гофрами», во втором – «узкими». Из-за уменьшения краевых расстояний от упора и сокращения объема бетона, перераспределяющего сдвиговые усилия, произошло его хрупкое разрушение при снижении средней разрушающей нагрузки на 1 упор относительно серии X150T на 21% и снижении средней деформативности на 17%. При этом, стоит отметить, что два из трех образцов в серии разрушились вследствие продавливания бетонного ребра и зафиксированное перемещение

составило менее 6,0 мм, что не позволяет классифицировать конструкцию объединения как податливую.

Для серии X150T-N75 также применялся лист с «узкими» гофрами, поэтому все закономерности, выявленные для серии X150T-N60, наблюдалась и здесь: снижение средней разрушающей нагрузки на 1 упор составило 21% относительно серии X150T, средняя деформативность снизилась на 13%. В испытаниях, проведенных с листами Confrasta 70 и Prins PVS 73, имеющие сходные соотношения ширины гофры к ее высоте, были зафиксированы те же механизмы разрушения при сопоставимом снижении прочности относительно образцов с плитами, устроенными по съемной опалубке.

Прочность бетона в рассматриваемых образцах находилась в пределах одного класса. Поэтому сделать вывод о том, как данный фактор влияет на прочность и деформативность упоров в конкретных условиях невозможно.

При анализе результатов испытаний следует отметить, что в серии X150T-N60 разрушение произошло из-за разрушения бетона в ребрах. В отдельных образцах был зафиксирован срез верхнего бетонного ребра, а в сериях X-150T-N75-1 и X-150T-N75-2 обнаружено образование поперечных трещин во внешней поверхности плит глубиной до 70 мм. Однако данный механизм разрушения не характерен для реальной конструкции, так как он может иметь место только при испытании образцов в виде фрагментов сталежелезобетонной балки на срез с плитами, устроенными по профилированному настилу. Образование поперечных трещин может объясняться кручением верхнего ребра под воздействием пары сдвигающих сил, превосходящих по величине сопротивление бетона «надреберной» части железобетонной плиты (рисунок 3.81). В реальной конструкции усилия растяжения в «надреберной» части железобетонной плиты будут компенсированы напряжениями сжатия, возникающими при работе перекрытия на изгиб под воздействием полезной нагрузки [116, 132]. Поэтому трещины, зафиксированные во время сдвиговых испытаний упоров, в реальных конструкциях наблюдаться не будут. Кроме того, железобетонные плиты обычно

имеют конструктивное поперечное армирование, которое также должно препятствовать разрушению бетонного ребра при его кручении.

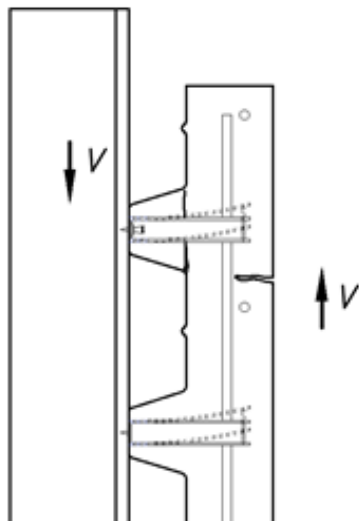


Рисунок 3.81 – Схема действия сил, вызывающих кручение верхнего ребра образца

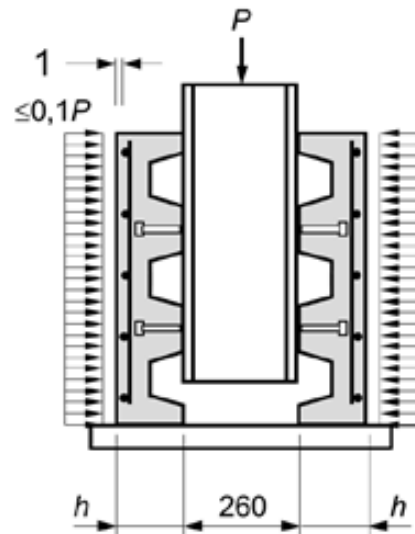


Рисунок 3.82 – Схема испытаний упоров, предложенная С. Хигсом и К. Обенбрайтом [116]

Поскольку методика испытаний не предполагает специального армирования ребер, это может исказить информацию о характере работы конструкции объединения. С. Хигс и К. Обенбрайт предложили усовершенствованную методику испытания анкерных упоров, которая позволяет полностью исключить подобный эффект. Она включает приложение боковой нагрузки к плитам с помощью дополнительных прессов (рисунок 3.82) [116]. Величина нагрузки составляет 10% от величины сдвигающего усилия, оказываемого на упоры основной испытательной машиной. Рекомендуется дополнить существующую методику испытания по ГОСТ Р 58336 [24] соответствующим положением.

По результатам третьего этапа исследования можно сделать следующие выводы:

1. Использование профилированного настила в качестве несъемной опалубки негативно сказывается на прочности и деформативности анкерных упоров. Средняя разрушающая нагрузка на один упор в сериях с профилированным листом на 6-45% меньше, чем в сериях без профилированного настила с аналогичной конфигурацией упоров и прочности бетона. Профилированный настил НС44 с

соотношением  $b_0/h = 2,7$  не оказал негативного влияния на деформативность упоров, в случае с настилами Н60 и Н75 во всех случаях наблюдалось снижение на 5-17%.

2. При проектировании сталежелезобетонных перекрытий с плитами, устроенными по профилированному настилу следует учитывать влияние геометрии профилированного настила на сопротивление конструкции объединения сдвигу путем использования коэффициента редукции. При проектировании конструкций с учетом неупругих деформаций, а также перекрытий, к которым предъявляются требования по повышенной сейсмостойкости и живучести, рекомендуется не использовать профилированные настилы марок Н60 и Н75, уложенные узкой гофрой на балку без дополнительного армирования бетонного ребра. Конкретные предложения по конструированию узлов конструированию узлов с данными профилированными настилами приведены в разделе 4.2.

3. При испытаниях образцов с профилированным настилом в бетонных ребрах возникает крутящий момент, вызывающий образование продольно-поперечных трещин в плитах, что может привести к искажению результатов испытаний. Рекомендуется дополнить методику испытаний анкерных упоров положением по применению бокового пригруза при испытаниях.

### **3.5.3 Уточнение коэффициента редукции для уголковых анкерных упоров**

Как было показано в главе 3, геометрия профилированного настила оказывает значительное влияние на сопротивление анкерных упоров сдвигу. Данное влияние может быть учтено путем введения коэффициента редукции, зависящего от ряда исходных параметров рассчитываемого узла конструкции объединения. Во второй главе был отобран ряд методик, которые могут применены для анкерных упоров исследуемого типа.

Проведем сравнение расчетных значений сопротивлений уголковых анкерных упоров сдвигу, определенных по результатам испытаний в третьей главе и по результатам расчета по формуле из СП 266.132800 [62] (таблица 3.19).

Таблица 3.19 Сравнение сдвиговых сопротивлений упоров (расчет по СП 266.1325800)

	Серия	Сопротивление упора сдвигу			$P_{rd,test} / P_{rd}$
		По результатам испытаний $P_{rd,test}$ , кН	По результатам расчета по СП 266.132800		
			$k_t$	$P_{rd}$ , кН	
1	X120P-N44	30,44	1,00	26,00	0,85
2	X120T-N44	29,43	1,00	26,00	0,88
3	X150T-N44	32,78	1,00	30,00	0,92
4	X150T-N60	30,46	0,63	19,04	0,62
5	X-150P-N60	27,71	1,00	30,00	1,08
6	X-150T-N75	19,06	0,51	15,31	0,80
7	N2.2 [137]	32,40	1,00	30,00	0,93
8	N2.3 [137]	33,84	1,00	30,00	0,89
9	1-С [138]	36,65	0,94	28,13	0,77
10	2-В [138]	30,11	0,56	16,66	0,55
11	2-С [138]	20,38	0,32	9,49	0,47

Как видно из таблицы 3.19, коэффициент  $k_t$ , приведенный в СП 266.1325800, дал некоторый запас прочности относительно данных испытаний во всех сериях, кроме X-150P-N60. В остальных сериях разница между результатами расчета и испытаний составила 7-53%. Такой большой разброс говорит о том, что существующая методика расчета коэффициента  $k_t$  не является оптимальной для уголковых анкерных упоров.

Формула расчета коэффициента редукции, предложенная Ф. Эггертом [117] для упоров, установленных перпендикулярно гофрам настила, уложенного поперек стальной балки (серии 150Т-N44, 120Т-N44, 150Т-N60, 150Т-N75), формула имеет вид:

$$k_t = \frac{0,66}{\sqrt{n}} \cdot \frac{b_0}{h} \cdot \left( \frac{h_{an}}{h} - 1 \right) \leq 1,0. \quad (3.10)$$

При установке уголковых упоров параллельно гофрам профилированного настила, уложенного поперек стальной балки (серии 120P-N44, 150P-N60):

$$k_t = \frac{1,18}{\sqrt{n}} \cdot \frac{b_0}{h} \cdot \left( \frac{h_{an}}{h} - 1 \right) \leq 1,0. \quad (3.11)$$

При расчете коэффициента  $k_t$  по формуле (3.10), итоговое расчетное значение сопротивления упора сдвигу также следует ввести дополнительный коэффициент надежности  $\gamma = 0,89$  [117]. Результаты расчета коэффициента  $k_t$  по данной методике приведены в таблице 3.20.

Таблица 3.20 Сравнение сдвиговых сопротивлений упоров (расчет по ЕТА)

	Серия	Сопротивление углового анкерного упора сдвигу			$P_{rd,test} / P_{rd}$
		По результатам испытаний $P_{rd,test}$ , кН	По результатам расчета по ЕТА		
			$k_t$	$P_{rd}$ , кН	
1	X120P-N44	30,44	1,00	26,00	0,85
2	X120T-N44	29,43	1,00	23,14	0,79
3	X150T-N44	32,78	1,00	26,70	0,81
4	X150T-N60	30,46	0,95	25,41	0,83
5	X-150P-N60	27,71	1,00	30,00	1,08
6	X-150T-N75	19,06	0,77	20,43	1,07
7	N2.2 [137]	32,40	1,00	30,00	0,93
8	N2.3 [137]	33,84	1,00	30,00	0,89
9	1-С [138]	36,65	1,00	26,70	0,73
10	2-В [138]	30,11	0,83	22,25	0,74
11	2-С [138]	20,38	0,47	12,67	0,62

Как видно из таблицы 3.20, коэффициент  $k_t$ , приведенный в ЕТА, дает лучшую сходимость результатов, чем СП 266.1325800 для всех серий, кроме серий X-150P-N60 и X-150T-N75. Для этих серий результат расчета оказался ниже на 7-8%.

При расчете сопротивления упоров с использованием формул (1.22) - (1.23), предложенных Б. Джаясом и М. Хусейном, для определения численного коэффициента, зависящего от высоты гофры профилированного листа, был использован метод интерполяции. Коэффициент  $\lambda$ , зависящий от вида бетона, был принят равным 1,0. Для определения площади поверхности разрушения  $A_c$  бетона были использованы 3D модели испытанных образцов, построенные на основании рабочих чертежей.

Таблица 3.21 Сравнение сдвиговых сопротивлений упоров  
(расчет по методике Джаяса и Хусейна)

	Серия	По результатам испытаний $P_{rd,test}$ , кН	По результатам расчета		$P_{rd,test} / P_{rd}$
			$A_c$ , мм <sup>2</sup>	$P_{rd}$ , кН	
1	X120P-N44	30,44	73 869,9	26,4	1,15
2	X120T-N44	29,43	70 094,9	25,8	1,14
3	X150T-N44	32,78	105 664,7	40,8	0,80
4	X150T-N60	30,46	35 032,1	10,2	2,99
5	X-150P-N60	27,71	60 917,0	17,3	1,60
6	X-150T-N75	19,06	39 689,1	8,9	2,14
7	N2.2 [137]	32,40	-	-	-
8	N2.3 [137]	33,84	-	-	-
9	1-С [138]	36,65	-	-	-
10	2-В [138]	30,11	-	-	-
11	2-С [138]	20,38	-	-	-

Сравнение данных расчета по методике Б. Джаяса и М. Хусейна с результатами испытаний показала нецелесообразность ее применения для расчета сопротивления упоров сдвигу, т.к. по всех случаях, кроме серии X150T-N44 результат расчета превысил испытания на 14-299%.

При расчете по методике Р. Лоусона при расчете коэффициентов по формуле (1.11) использовались значения в соответствии с таблицей 3.22.

Таблица 3.22 Сравнение сдвиговых сопротивлений упоров (расчет по методике Р. Лоусона)

	Серия	По результатам испытаний $P_{rd,test}$ , кН	Позиция упоров	По результатам расчета			$P_{rd,test} / P_{rd}$
				$r$	$k_t$	$P_{rd}$ , кН	
1	X120P-N44	30,44	Сильная	2,00	0,81	21,03	0,69
2	X120T-N44	29,43	Сильная	2,00	1,00	26,00	0,88
3	X150T-N44	32,78	Сильная	2,00	1,00	30,00	0,92
4	X150T-N60	30,46	Сильная	1,18	0,29	8,75	0,29
5	X-150P-N60	27,71	Слабая	2,00	1,00	30,00	1,08
6	X-150T-N75	19,06	Сильная	1,09	0,44	13,28	0,70
7	N2.2 [137]	32,40	Сильная	2,00	1,00	30,00	0,93
8	N2.3 [137]	33,84	Сильная	2,00	1,00	30,00	0,89
9	1-С [138]	36,65	Сильная	2,00	0,90	27,03	0,74
10	2-В [138]	30,11	Сильная	1,58	0,55	16,46	0,55
11	2-С [138]	20,38	Сильная	0,90	0,07	2,24	0,11



Как видно из таблицы 3.22, коэффициент  $k_t$ , вычисленный по методике Р. Лоусона не обеспечивает запас для серии X-150P-N60 и дает большой разброс в запасе прочности относительно данных испытаний для остальных серий.

Значения расчётных сопротивлений сдвигу, определенных по методике Р. Джонсоном и Х. Юань [119], для серий, рассмотренных в третьей главе, приведены в таблице 3.23.

Таблица 3.23 Сравнение сдвиговых сопротивлений упоров (расчет по методике Джонсона и Юань)

	Серия	По результатам испытаний $P_{rd,test}$ , кН	По результатам расчета						$P_{rd,test} / P_{rd}$
			$e$ , мм	$\nu$	$\eta$	$\lambda$	$k_t$	$P_{rd}$ , кН	
1	X120P-N44	30,44	65,0	5	0,910	11,08	1,00	26,00	0,85
2	X120T-N44	29,43	28,0		0,910	4,77	1,00	26,00	0,88
3	X150T-N44	32,78	28,0		0,788	4,77	1,00	29,97	0,91
4	X150T-N60	30,46	28,0		0,459	3,50	0,99	29,65	0,97
5	X-150P-N60	27,71	65,0		1,000	8,13	1,00	30,00	1,08
6	X-150T-N75	19,06	28,0		1,000	2,80	1,00	30,00	1,57
7	N2.2 [137]	32,40	50,0		1,000	7,35	1,00	30,00	0,93
8	N2.3 [137]	33,84	50,0		1,000	7,35	1,00	30,00	0,89
9	1-C [138]	36,65	50,0		0,823	7,35	1,00	29,99	0,82
10	2-B [138]	30,11	50,0		1,000	5,14	1,00	30,00	1,00
11	2-C [138]	20,38	50,0		0,395	5,14	0,99	29,80	1,46

Методика дала наихудшие результаты среди рассмотренных серий: в сериях расчетное значение превысило результат испытаний на 1-57%, что делает данную методику неприменимой для расчетов уголкового анкерного упора.

В таблице 3.24 произведен расчет расчетных сопротивлений сдвигу по методике М. Конрада [121] для серий, рассмотренных выше.

Таблица 3.24 Сравнение сдвиговых сопротивлений упоров (расчет по методике Конрада)

	Серия	По результатам испытаний $P_{rd,test}$ , кН	По результатам расчета							$P_{rd,test} / P_{rd}$
			$k_n$	$h_{an}/h$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$k_t$	$P_{rd}$ , кН	
1	X120P-N44	30,44	0,8	2,16	0,25	0,17	$6,79 \cdot 10^{-5}$	0,80	20,81	0,68
2	X120T-N44	29,43	0,8	2,16	0,25	0,17	$6,79 \cdot 10^{-5}$	0,80	20,81	0,71
3	X150T-N44	32,78	0,8	2,84	0,25	0,17	$6,79 \cdot 10^{-5}$	0,94	28,10	0,86
4	X150T-N60	30,46	0,8	2,08	0,25	0,17	$6,79 \cdot 10^{-5}$	0,58	17,35	0,57
5	X-150P-N60	27,71	1,0	2,08	0,31	$4 \cdot 10^{-3}$	$3,6 \cdot 10^{-2}$	0,84	25,31	0,91
6	X-150T-N75	19,06	1,0	1,67	0,31	$4 \cdot 10^{-3}$	$3,6 \cdot 10^{-2}$	0,56	16,67	0,87
7	N2.2 [137]	32,40	1,0	1,86	0,25	0,17	$6,79 \cdot 10^{-5}$	1,00	30,00	0,93
8	N2.3 [137]	33,84	1,0	1,86	0,25	0,17	$6,79 \cdot 10^{-5}$	1,00	30,00	0,89
9	1-C [138]	36,65	0,8	1,86	0,25	0,17	$6,79 \cdot 10^{-5}$	0,67	20,22	0,55
10	2-B [138]	30,11	0,8	1,71	0,25	0,17	$6,79 \cdot 10^{-5}$	0,56	16,74	0,56
11	2-C [138]	20,38	0,8	1,71	0,25	0,17	$6,79 \cdot 10^{-5}$	0,46	13,95	0,68

Как видно из таблицы 3.24, коэффициент  $k_t$ , предложенный М. Конрадом [121], обеспечил запас прочности от 7 до 45% для всех серий. Проведем сравнение результатов данной методики с другими, ранее рассмотренными в данной главе (за исключением методики Б. Джаяса и М. Хусейна, дающую слишком большой разброс данных). На график на рисунке 3.83 – нанесены отношения расчетной нагрузки, полученной по результатам испытаний и статистической обработки в главе 3 к расчетной нагрузке, определенной по одной из рассмотренных в данной главе методик. Если отношение не превышает 1,0, это значит, что расчетное значение для данного случая имеет некоторый запас прочности.

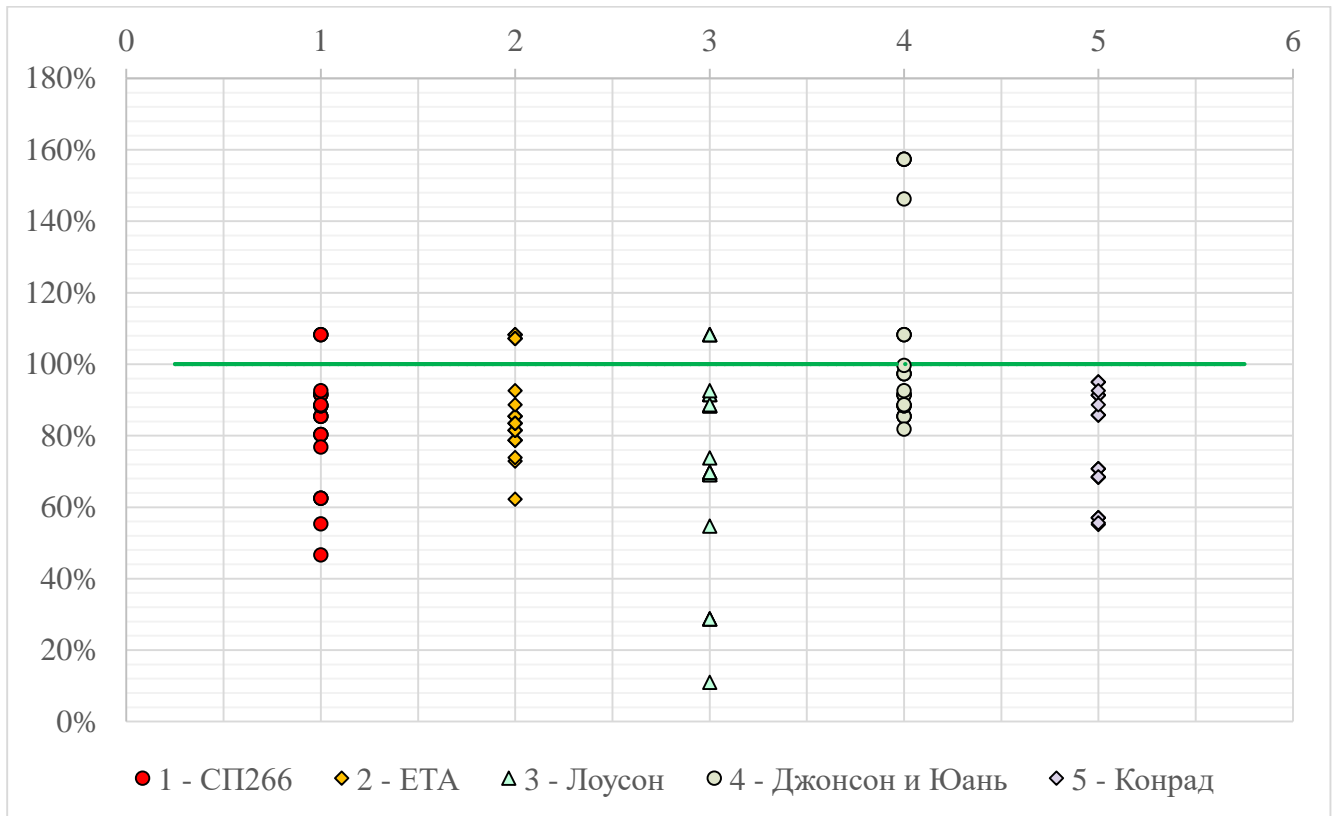


Рисунок 3.83 – Сравнение методик расчета сдвигового сопротивления уголковых упоров

График на рисунке 3.83 наглядно показывает, что методика расчета, основанная на коэффициенте  $k_t$ , предложенном М. Конрадом обеспечивает достаточный уровень надежности для всех рассмотренных случаев.

Принимая во внимание исследования [90, 121, 132], которые доказывают лучшую эффективность методики М.Конрада по расчету сопротивлений стальных болтов сдвигу в перекрытиях, устроенных по профилированному настилу с высотой гофры  $h < 80$  мм, по сравнению с методикой EN 1994 [104] (которая, как было показано в первой главе, содержит в себе ту же формулу для расчета (1.61), что и СП 266.1325800), можно рекомендовать ее к внедрению в существующий свод правил по расчету и проектированию сталежелезобетонных конструкций. Это позволит повысить надежность перекрытий в случае применения профилированных настилов с «узкими гофрами», которым относятся настилы марок Н60 и Н75 по ГОСТ 24045-2016 и снизить затраты на анкерные упоры за счет того, что они их количество будет подобрано более оптимально.

### 3.6 Выводы к главе 3

Для того, чтобы выполнить поставленные в главе 1 задачи исследования по оценке прочностных и деформативных характеристик уголкового анкерного упора в конструкциях монолитных сталежелезобетонных перекрытий в данной главе была выбрана методика и схема испытаний, составлена программа испытаний, включающая в себя образцы-фрагменты сталежелезобетонной балки с плитами, устроенными по различным типам опалубки. Кроме этого, разработана методика оценки результатов испытаний образцов-фрагментов сталежелезобетонной балки на сдвиг.

1. Составлена программа, включающая в себя испытания по 5 образцов дюбель-гвоздей на сдвиг и растяжение (первый этап) и 33 стандартных образцов-фрагментов сталежелезобетонной балки для сдвиговых испытаний по ГОСТ Р 58336-2018 [24]: 5 серий с монолитными плитами по съемной опалубке (второй этап), 6 серий с монолитными плитами по профилированному настилу (третий этап).

2. Поскольку ГОСТ Р 58336-2018 [24] не содержит в себе методов оценки прочности и деформативности уголкового анкерного упора, автором предложена методика оценки нормативного сопротивления сдвигу и податливости единичного анкерного упора в составе сталежелезобетонного перекрытия, основанная на действующих стандартах по статистической оценке данных. Для оценки результатов испытаний дюбельных соединений выбрана методика, аналогичная с методикой оценки испытаний анкерных креплений по [66]. При оценке результатов испытаний дополнительно анализировались: величина сдвигающего усилия, приходящееся на 1 дюбель-гвоздь и податливость упоров. Для образцов с профилированным настилом были вычислены коэффициенты редукции, зависящие от геометрии гофры настила (высота, ширина, наличие ребер жесткости), количества и расположения упоров в гофре). Оценка деформативности (податливости) уголкового анкерного упора производилась на основании зафиксированного перемещения стальной балки относительно плит в момент

фиксации предельного разрушающего усилия сдвига в испытываемом образце. Для каждого образца построен график зависимости перемещения стальной балки от сдвигающего усилия, по форме которого также сделаны выводы о характере работы анкерных связей.

3. Угловые анкерные упоры, закрепляемые с помощью дюбелей, при работе в составе сталежелезобетонных перекрытий испытывают сложное напряженно-деформированное состояние, обусловленное влиянием сдвигающих и растягивающих усилий на дюбельные соединения. Величина сдвигающего усилия, приходящегося на 1 дюбель для серий с плитами, устроенными по съемной опалубке, находится в пределах 12,34-13,98 кН, вырывающего - в пределах 12,96-14,77 кН. Конкретные величины разрушающих усилий зависят от положения рассматриваемого анкерного упора в группе и его ориентации. При применении профилированного настила в качестве несъемной опалубки, величина вырывающей составляющей снижается, что приводит к уменьшению сопротивления конструкции объединению сдвигу на 6-13%.

4. При применении профилированных настилов с соотношением ширины к высоте гофры  $b_0/h < 2,35$ , характер работы конструкции объединения изменяется: вследствие уменьшения объема бетона, участвующего в перераспределении сдвигающих усилий, разрушение конструкции объединения происходит с разрушением бетонного ребра при снижении сопротивлению сдвигу на 21-47% относительно образцов, устроенных по съемной опалубке. Таким образом, ресурс угловых анкерных упоров не используется в полной мере, что снижает надежность проектируемой конструкции.

5. Сопротивление сдвигу и податливость угловых анкерных упоров, закрепляемых с помощью дюбелей, зависят главным образом от их высоты и геометрических характеристик настила (в случае применения несъемной опалубки) и не зависят от ориентации относительно вектора сдвигающей силы и прочности бетона плиты. При повышении высоты упоров наблюдается тенденция к увеличению их сопротивления сдвигу и снижению их податливости. Принимая во внимание тот факт, что применение профилированного настила снижает

трудоемкость устройства сталежелезобетонного перекрытия, наиболее удачным узлом конструкции объединения с точки зрения прочности и деформативности является применение упоров X-NVB 125, ориентированных перпендикулярно вектору сдвигающей силы с профилированным настилом НС44, уложенным широкими гофрами на балку.

6. Предложенный коэффициент  $k_i$ , учитывающий влияние геометрии профилированного настила на несущую способность упора, позволяет повысить надежность сталежелезобетонных балочных перекрытий с плитами, устроенными по профилированному настилу на 6-22% по сравнению с коэффициентом, применяемым по СП 266.1325800. Также стоит отметить, что для профилированных настилов марок Н60 и Н75 по [18], предлагаемый коэффициент дает запас 5-9% по отношению к результатам сдвиговых испытаний, в то время как расчетные значения сопротивлений по СП 266.1325800 в отдельных случаях превышают результаты испытаний на 7-8%.

7. При проектировании конструкции объединения сталежелезобетонных балочных перекрытий в соответствии с СП 266.1325800 [62], в качестве исходных данных следует принимать расчетные сопротивления упоров сдвигу, определенные в результате испытаний по ГОСТ Р 58336-2018 [24]. Рекомендуется дополнить данный стандарт методикой статистической обработки результатов, предложенной в разделе 3.2 и положением по применению бокового пригруза при испытаниях.

## **Глава 4. Численный анализ работы монолитных сталежелезобетонных перекрытий с уголковыми анкерными упорами**

### **4.1 Численное моделирование работы уголковых анкерных упоров в программном комплексе Ansys Mechanical**

Для более глубокого изучения работы уголковых анкерных упоров в составе фрагмента сталежелезобетонной балки, был произведен подбор параметров модели, используя метод конечных элементов, реализованный в программном комплексе Ansys Mechanical 2021 R2. Ansys Mechanical 2021 R2 предоставляет возможность учета законов деформирования для учета пластических и псевдопластических деформаций, что позволяет описывать поведение бетона на всех стадиях нагружений.

Программный комплекс Ansys, использует метод конечных элементов, предназначен для решения мультифизических задач, в том числе прочностных. Эта программа предоставляет возможность моделирования как статических, так и динамических нагрузок во временной области. Это дает возможность более детально изучить поведение материалов в различных условиях и ситуациях.

#### **4.2.1 Разработка модели**

В качестве эталона для разработки модели был выбран первый образец из серии X-150P с двумя плитами 600x600x150 мм без профилированного настила. В каждой плите параллельно оси стальной балки размещены 4 упора высотой 125 мм. Упоры закреплены парой дюбелей, прикрепленных к стальной балке в виде двутавра 25к2 по ГОСТ Р 57837-2017 [23] с толщиной полки 13 мм. Фактический класс бетона плит по прочности – В30, плиты армированы двумя сетками из стержней Ø10 А500с с шагом 150 мм.

Для оптимизации времени расчета в расчетном комплексе, на этапе отладки параметров модели была создана модель 1 упора в бетоне, которая представляет собой фрагмент образца, описанного выше (рисунок 4.1).

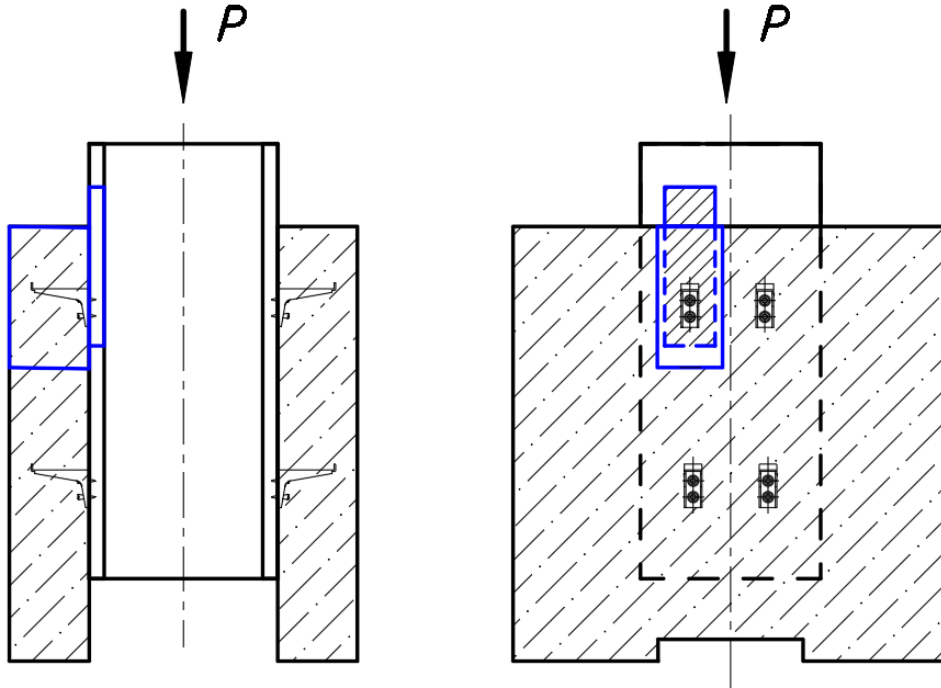


Рисунок 4.1 – Выделение фрагмента образца для моделирования

Геометрические размеры моделируемого фрагмента образца представлены на рисунке 4.2.

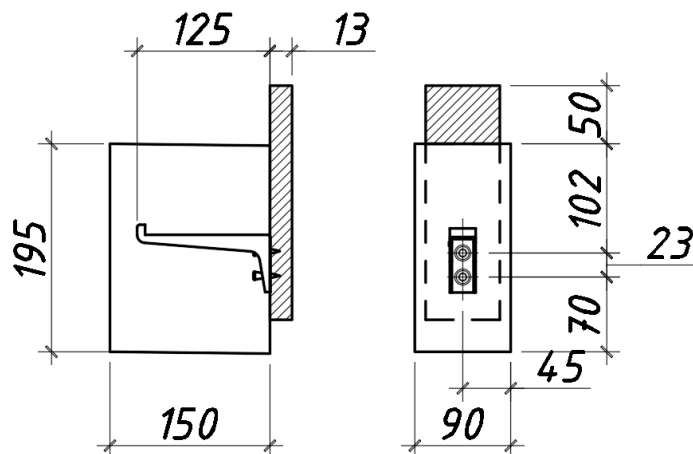


Рисунок 4.1 – Геометрические размеры модели

Для моделирования эксперимента, была принята расчетная схема: опорная грань плиты была ограничена в перемещении по типу жесткой заделки (запрет



перемещений по  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  и поворота по  $U_x$ ,  $U_y$ ,  $U_z$ ). Сдвигающее усилие на анкерный упор передавалось через равномерно распределенную нагрузку, приложенную перпендикулярно торцу стальной пластины. Для того, чтобы обеспечить корректную работу фрагмента относительно полноразмерного образца, «отсекаемая» часть по оси симметрии была заменена подвижными опорами (условно показано оранжевыми кругами на рисунке 4.3), допускающей перемещение стальной пластины вдоль оси  $Y$ .

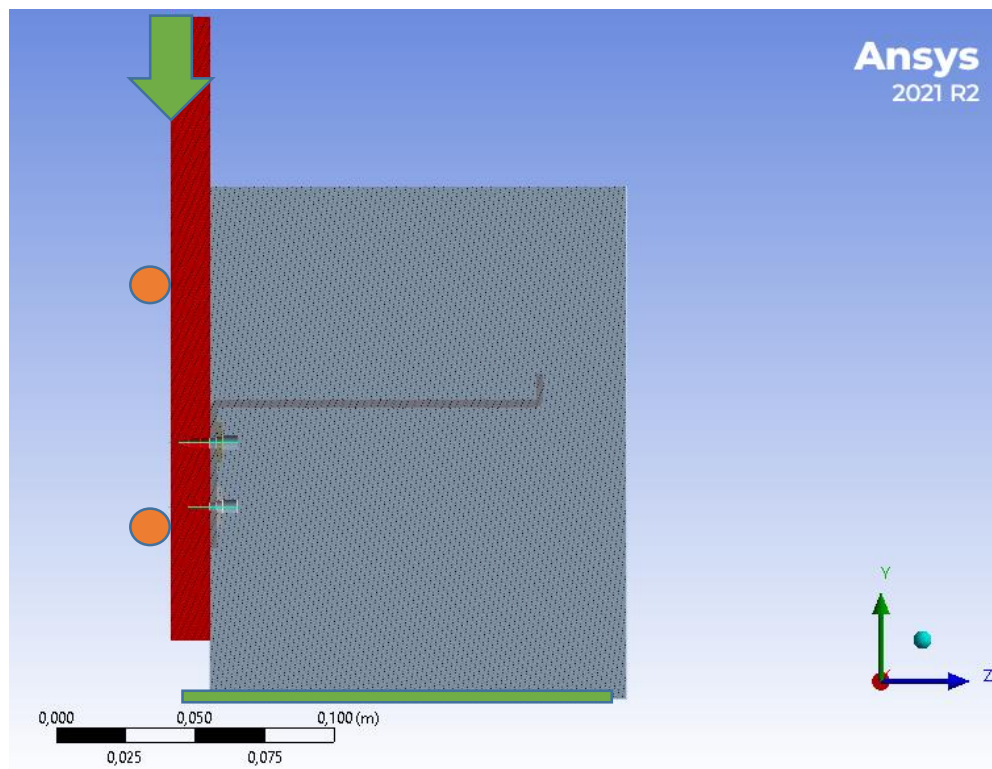


Рисунок 4.2 – Принциальная схема нагружения модели

Ключевую сложность на данном этапе представляет моделирование работы дюбельного соединения. В работе Н. Глухович [110] предложено моделировать дюбель в виде объемного тела, однако в работе [92] была отмечена высокая трудоемкость в настройке параметров модели при таком способе моделирования. Кроме того, стоит отметить, что способ моделирования крепежных элементов объемными телами при корректном задании параметров материалов и сетки КЭ позволяет получить полную информацию о напряженно-деформируемом состоянии данной части модели. Поскольку в проводимом исследовании ключевой

задачей является изучение работы уголкового упора в целом, подробно информация об НДС в каждом конечном элементе дюбеля можно пренебречь.

Известен способ моделирования крепежных элементов (в частности, болтовых соединений) с помощью балочных тел, который дает адекватную сходимость, как с результатами натурных испытаний, так и с результатами расчета моделей с объемными телами [85]. В целях экономии времени дельнейших расчетов укрупнённых моделей, на данном был рассмотрен вариант упрощения, в которой объемное тело стержня дюбеля заменялось на несколько балочных тел с эквивалентным диаметром (рисунок 4.4). Шайба при этом моделировалась отдельным объемным телом в соответствии с рекомендациями, приведенными в работе [110].

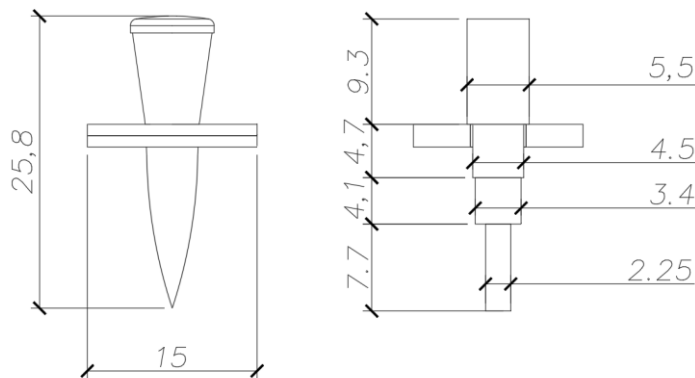


Рисунок 4.4 – Схема замены объемного тела стержня дюбеля балочными телами

Для моделирования отдельных частей образца были применены модели материалов с заданными нелинейными свойствами (характеристики бетона были приняты с учетом критерия прочности Друкера-Прагера (рисунок 4.5) [6, 7], характеристики стали опорной пластины были приняты по данным производителя). Характеристики стали для дюбелей и упоров взяты на основании данных испытаний, представленных в работе [110].

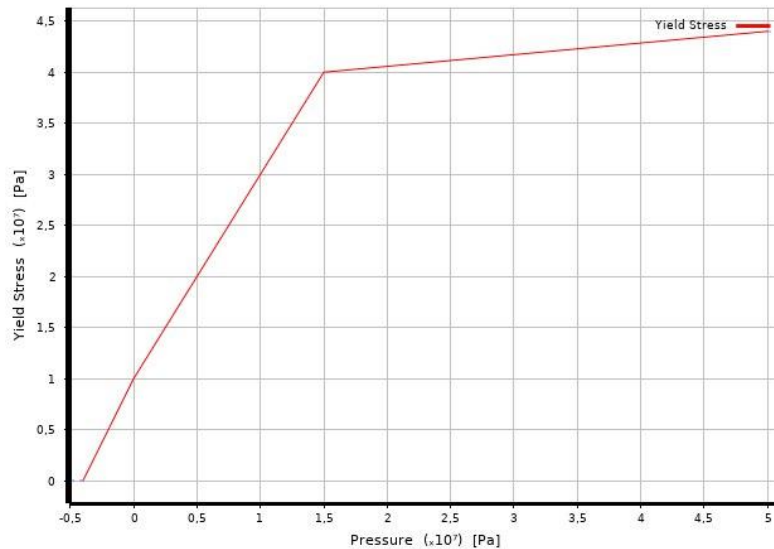


Рисунок 4.3 – Диаграмма деформирования, принятая для критерия прочности Друкера-Прагера (по данным библиотеки материалов Ansys Mechanical)

Тип и размер сетки конечных элементов подбирался исходя из относительного масштаба сопрягаемых частей образца и условий сходимости численного решения [87]: так, например, при моделировании железобетонной плиты, она была разделена на фрагменты для того, чтобы сделать большее количество конечных элементов в зоне контакта бетона и анкерного упора. Аналогичным образом разработана модель со стальной пластиной, имеющая сгущение сетки вокруг контактной поверхности балки и дюбелей (рисунок 4.6).

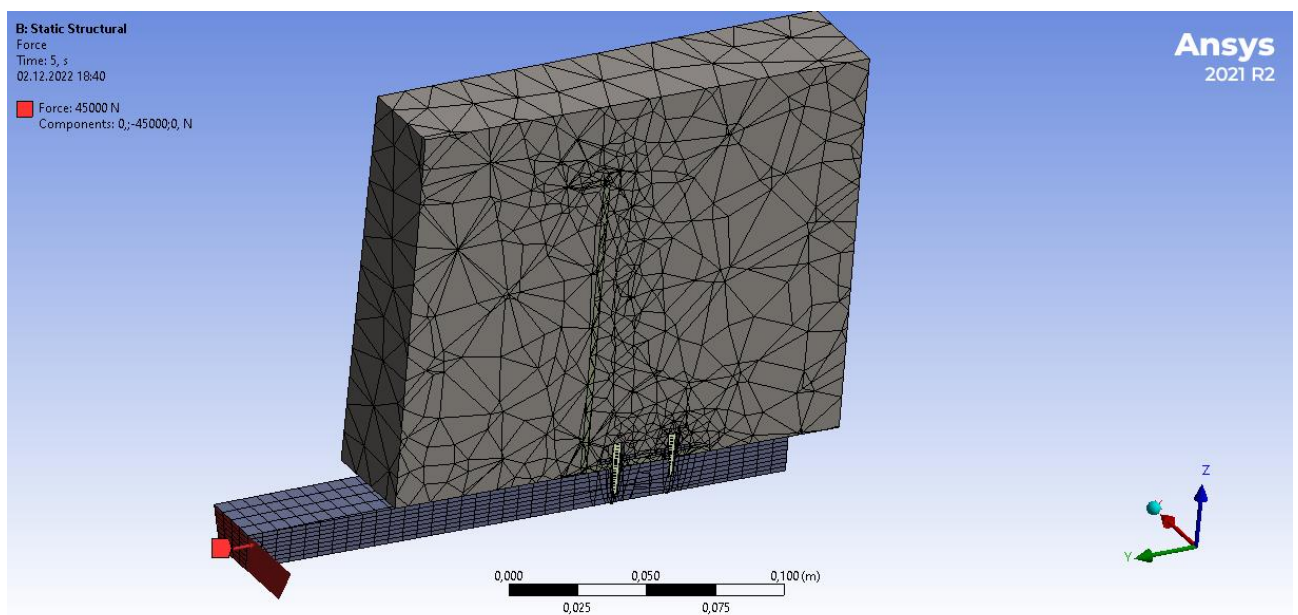


Рисунок 4.6 – Общий вид расчетной модели (разрез)

Основные параметры численной модели для отдельных конструктивных элементов образца приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 Основные параметры элементов модели

Конструктивный элемент	Железобетонная плита	Стальная пластина	Дюбель	Угловой анкерный упор	Шайба
Тип КЭ	Solid	Solid	Beam	Solid	Solid
Параметры сетки	Tetrahedrons, размерность 10 мм	Tetrahedrons, размерность 8 мм	Размерность 10 мм	Tetrahedrons, размерность 0,3-3 мм	Tetrahedrons, размерность 0.3-1,5 мм
Плотность, кг/м <sup>3</sup>	2300	7850			
Модуль Юнга, МПа	32500	20000			
Коэффициент Пуассона	0,2	0,3			
Модуль объемной упругости, МПа	18056	16667			
Модуль сдвига, МПа	13542	76923			

Для того, чтобы замоделировать податливый характер работы анкерных упоров и дюбельных соединений, допускающий значительные пластические деформации данных элементов, в свойствах материала был задан параметр мультилинейного изотропного упрочнения в соответствии с таблицей 4.2.

Таблица 4.2 Параметры мультилинейного изотропного упрочнения

Конструктивный элемент	Относительная деформация	Напряжение, МПа
Угловой анкерный упор	0	231
	0,001	320
	0,002	460
Дюбель	0	1034
	0,002	1500
	0,0025	1510
	0,003	1520
	0,0035	1530
	0,004	1550
	0,08	2800

Ключевым этапом работы стал подбор параметров контакта между конструктивными элементами в модели таким образом, чтобы характер их взаимодействия согласовывался с результатами, полученными в ходе лабораторного эксперимента. Описание параметров контактных пар представлено в таблице 4.3.

Таблица 4.3 Параметры контактов между элементами модели

Контактная пара	Тип контакта	Параметры контакта
Плита-стальная пластина	Friction	Коэффициент трения $\mu = 0,3$
Плита-анкерный упор	Friction	
Шайба-анкерный упор	Friction	Коэффициент трения $\mu = 0,15$
Шайба-двугавр	Friction	
Стальная пластина-анкерный упор	Friction	

При моделировании стержня дюбеля балочными элементами, из объемных тел бетонной плиты и стальной пластины был исключен объем реального дюбеля. Поверхность образовавшейся плоскости была разбита на 6 контактных поверхностей (обозначены римскими цифрами на рисунке 4.7), которые связывались с узлами балочного тела (обозначены арабскими цифрами на рисунке 4.7) с помощью команды *coupling*, реализованной через APDL-макрос, активирующийся при запуске решателя [7]. Положение контактных поверхностей было выбрано сообразно схеме деформирования стержня при сдвиговой нагрузке.

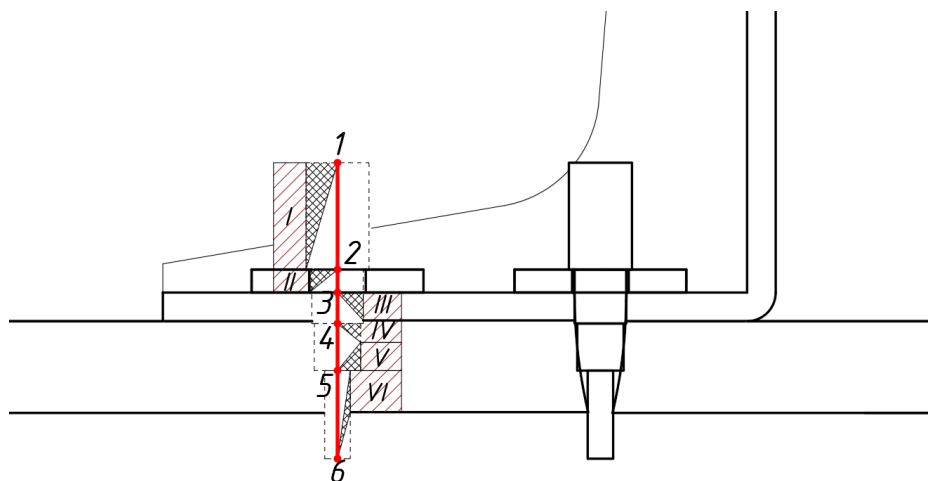


Рисунок 4.4 – Схема объединения узлов дюбеля с контактными поверхностями: бетона (I), шайбы (II), упора (III) и стальной пластины (IV-VI)

#### 4.2.2 Результаты моделирования и сравнение их с экспериментом

Нагружение модели было задано через силу, приложенную ступенями по 5, 15, 25, 35 и 45 кН, которые в последствии разбивались решателем на более мелкие подшаги автоматически исходя из условий сходимости. Полученные данные по нагрузке, перемещению, сдвигающему и растягивающему усилию в наиболее нагруженном элементе дюбелей приведены в таблице 4.4.

Таблица 4.4 Результаты расчета модели

Подшаг нагружения	Нагрузка, кН	Перемещение, мм	Усилие сдвига в дюбеле, кН	Усилие растяжения в дюбеле, кН
0	1,000	0,005	0,447	5,181
1	2,000	0,010	1,021	5,295
2	3,500	0,015	1,669	5,407
3	5,000	0,020	2,664	5,636
4	9,000	0,028	3,010	5,828
5	10,500	0,037	4,377	5,949
6	12,750	0,057	5,658	6,007
7	15,000	0,080	7,445	5,988
8	18,700	0,103	8,865	5,933
9	20,400	0,130	9,638	5,831
10	24,098	0,182	10,373	5,573
11	24,545	0,193	10,670	5,528
12	26,158	0,290	10,966	5,484
13	27,567	0,376	11,263	5,439
14	27,788	0,454	11,560	5,395
15	28,059	0,490	11,856	5,350
16	28,331	0,509	12,153	5,305
17	29,986	0,540	12,450	5,261
18	30,600	0,579	13,043	5,171
19	31,906	0,668	13,527	5,019
20	33,140	0,758	14,010	4,868
21	34,217	0,846	14,385	4,783
22	34,912	0,914	14,760	4,698
23	35,606	0,984	14,865	5,088
24	36,441	1,076	14,970	5,478
25	37,169	1,156	15,075	5,869
26	37,896	1,240	15,180	6,259
27	38,926	1,372	15,216	6,975
28	39,899	1,503	15,252	7,692
29	40,349	1,582	15,288	8,409
30	40,800	1,672	15,324	9,125

31	41,948	1,786	15,372	9,746
32	42,430	1,924	15,420	10,367
33	42,899	2,062	15,467	10,987
34	43,367	2,201	15,515	11,608
35	43,843	2,338	15,538	12,164
36	44,320	2,480	15,561	12,187
37	44,544	2,607	15,584	12,210
38	44,374	2,737	15,607	12,233
39	44,631	2,880	15,630	14,388
40	44,097	3,031	15,651	14,945
41	44,611	3,208	15,672	15,501
42	44,647	3,375	15,693	16,058
43	44,690	3,544	15,735	17,171
44	44,729	3,739	15,757	17,848
45	44,768	3,920	15,778	18,525
46	44,806	4,102	15,773	18,802
47	44,845	4,246	15,767	19,080
48	44,884	4,390	15,762	19,357
49	44,923	4,570	15,751	19,912
50	44,962	4,669	15,748	20,142
51	44,986	4,918	15,744	20,139
52	45,000	6,195	15,733	21,294

По данным таблицы 4.4 построен график нагрузка-перемещение для модели М1, представленный на рисунке 4.8. На данном графике также представлены диаграммы нагрузок-перемещений, взятые из результатов испытаний серии Х-150Р, выполненных в рамках второго этапа исследования в разделе 3.4 (нагрузка приведена из расчета на 1 упор).

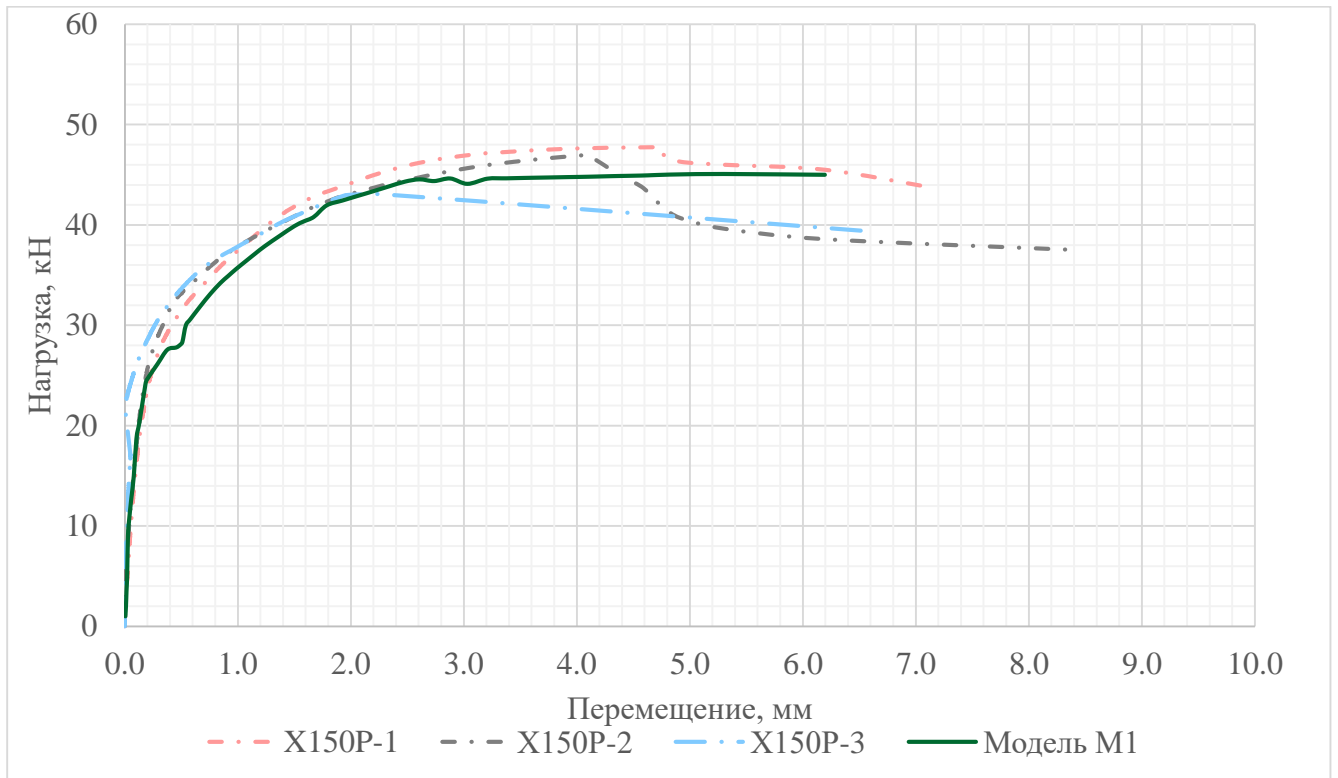


Рисунок 4.8 – Графики нагрузки-перемещения для исследуемых образцов

Как видно из графика на рисунке 4.8, подобранные параметры модели позволили отразить принципиальный характер работы упора. При нагрузке 45 кН было достигнуто перемещение пластины относительно плиты на 6,2 мм в направлении действия сдвигающей нагрузки. Помимо этого, было зафиксировано перемещение края пластины по нормали (ось z на рисунке 4.9) относительно пластины до 4,1 мм, обусловленное деформацией растяжения в дюбелях.

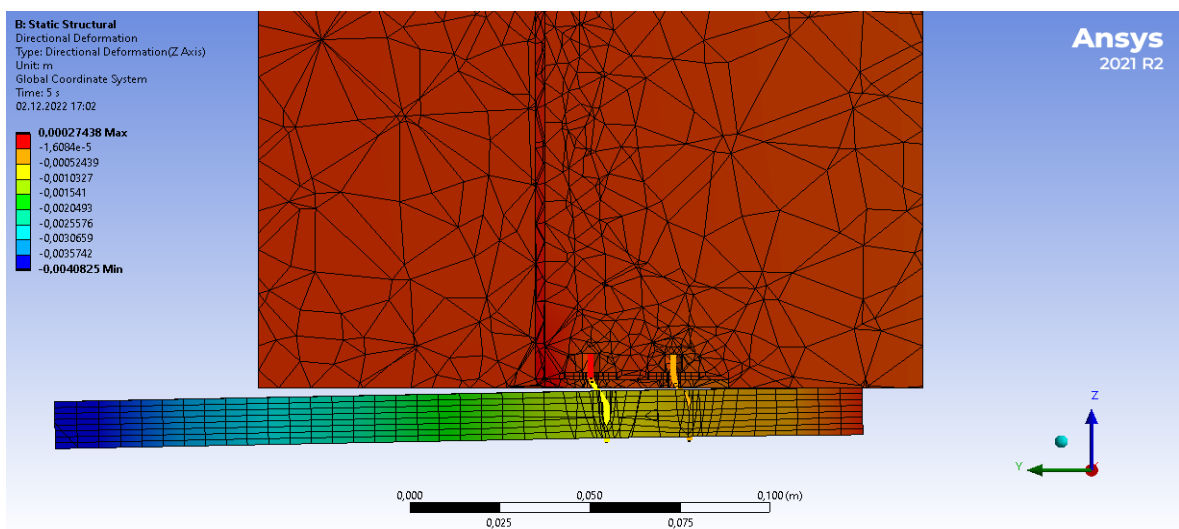


Рисунок 4.9 – Изополе перемещений элементов модели по оси z



На рисунке 4.10 представлено изополе напряжений в бетонной плите на последнем шаге нагружения образца. Характер распределения внутренних усилий в плите показывает, что сдвиговые усилия, передающиеся на бетон от уголкового упора через дюбельные соединения, распределяются по высоте упора неравномерно и достигают максимума в опорной части упора. Характер работы упора в модели согласуется с моделью Лунгерсхаузена для стад-болтов (рисунок 1.12), описанной в первой главе, что свидетельствует о корректности использованных исходных данных, принятых в таблицах 4.1-4.3.

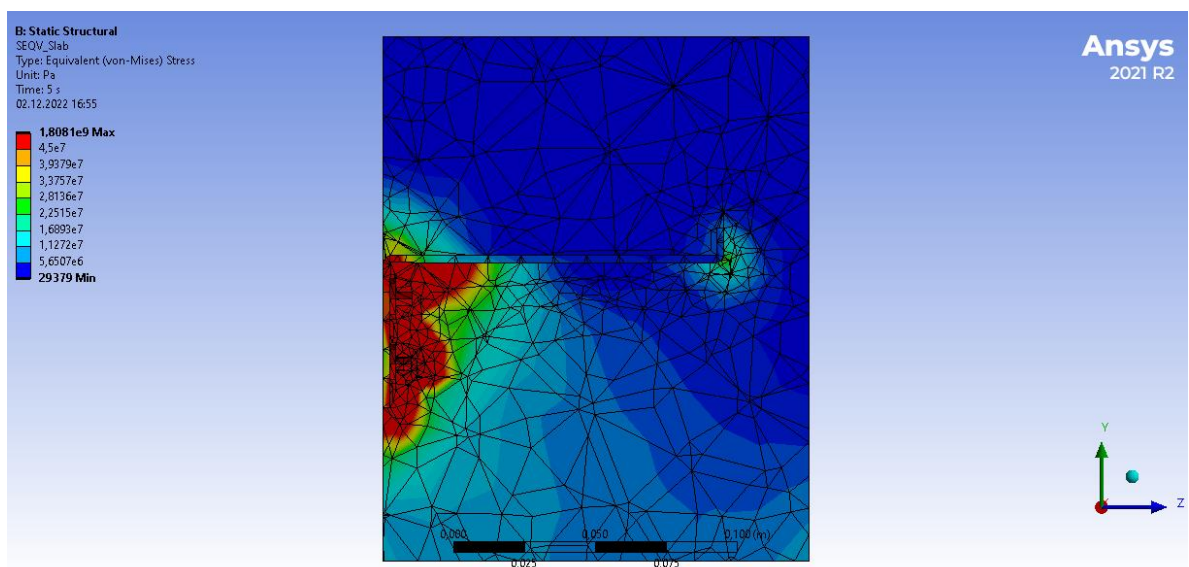


Рисунок 4.10 – Изополе напряжений в бетоне в области расположения анкерного упора

На рисунке 4.11 представлено распределение растягивающих усилий в балочных элементах, моделирующих стержень дюбеля на последнем шаге нагружения. Видно, что левый дюбель на рисунке 4.10 испытывает значительное напряжение, более чем в 2 раза превышающие значения в правом дюбеле.

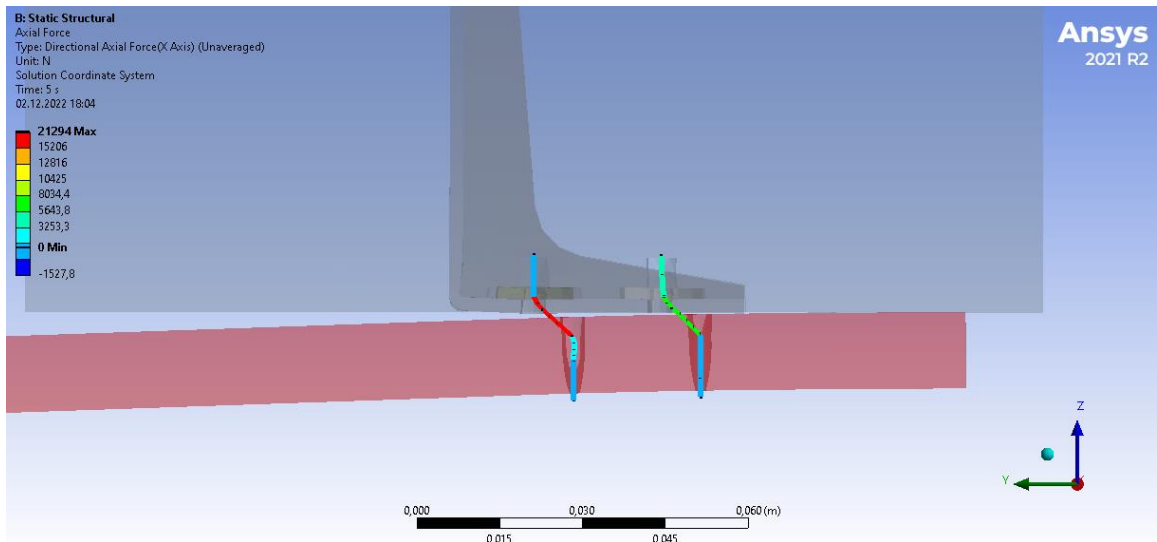


Рисунок 4.11 – Распределение растягивающих усилий в стержне дюбеля

На рисунке 4.11 представлено распределение сдвигающих усилий в балочных элементах, моделирующих стержень дюбеля на последнем шаге нагружения. По цветовой шкале внутренних усилий видно, что в рассматриваемый момент времени усилия сдвига в обоих стержнях находились на уровне 15,3-15,7 кН и в правом дюбеле (рисунок 4.12) было выше.

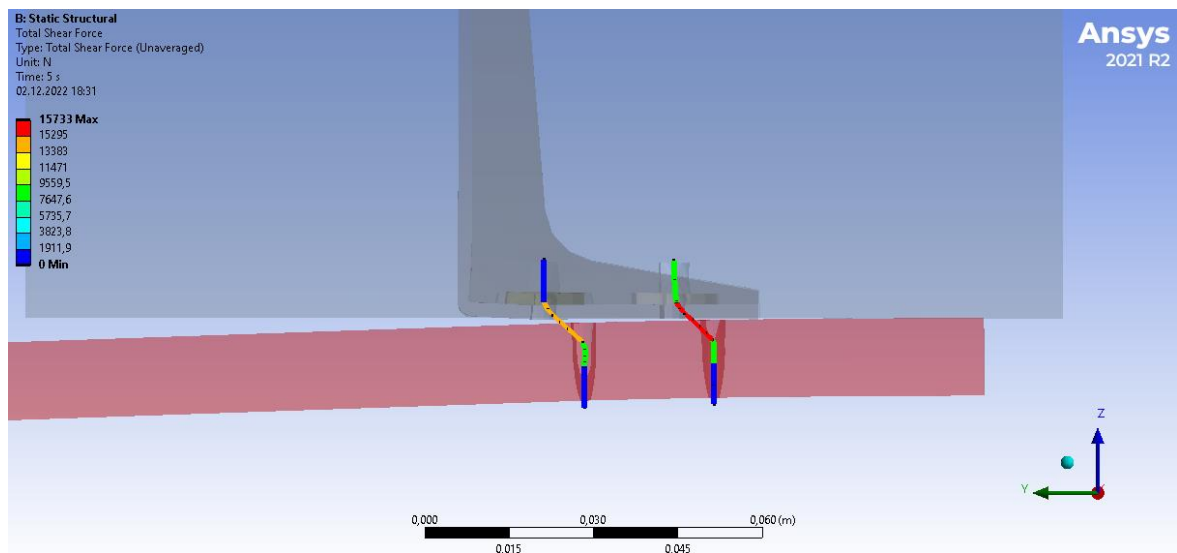


Рисунок 4.12 – Распределение сдвигающих усилий в стержне дюбеля

По данным таблицы 4.4 построен график изменения усилия в наиболее нагруженном участке дюбеля в зависимости от перемещения стальной пластины (рисунок 4.12). Также пунктирной линией нанесена величина максимальной

разрушающей нагрузки при сдвиге и растяжении, полученных в ходе испытаний в рамках первого этапа исследования.

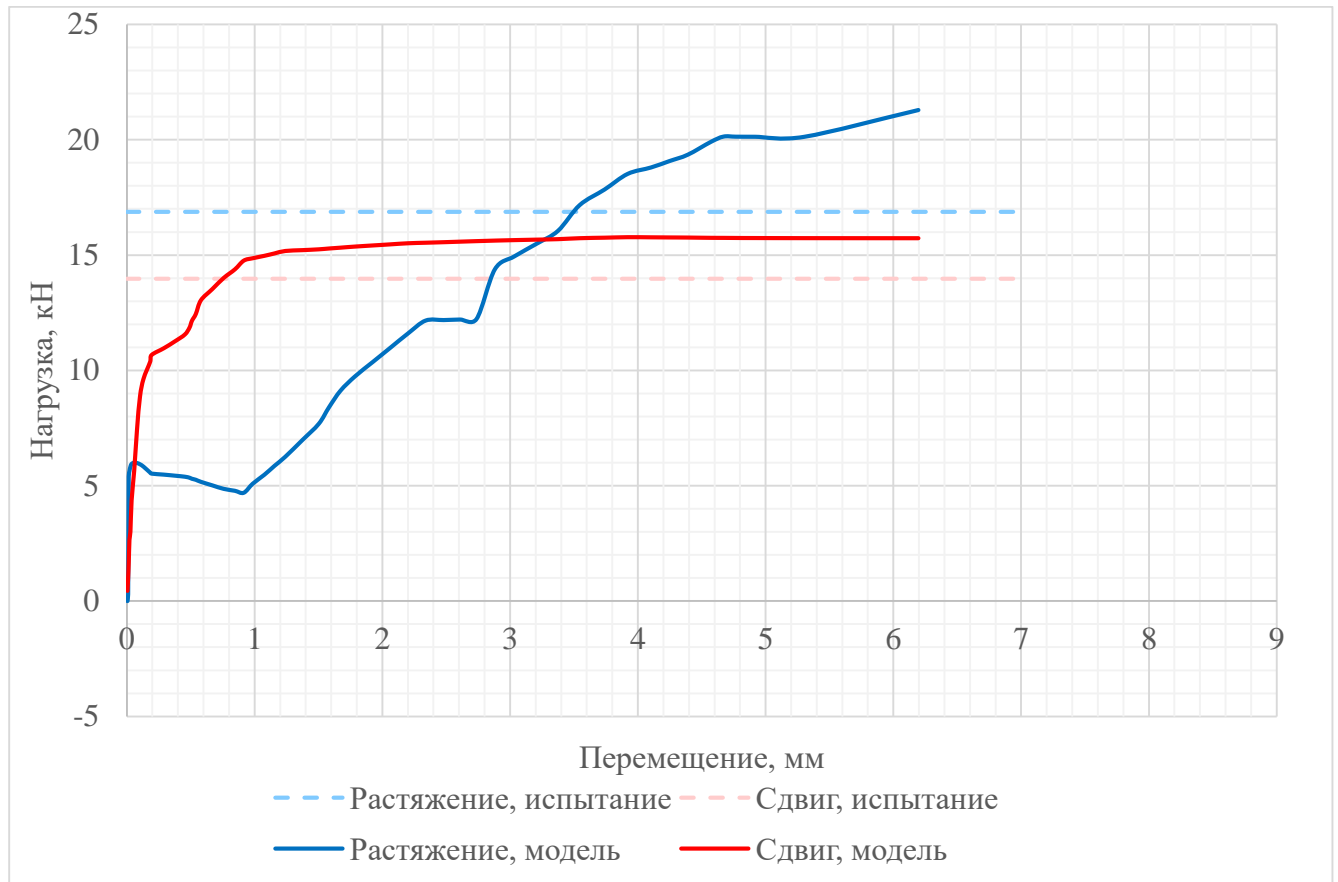


Рисунок 4.13 – График изменения внутренних усилий в стержне дюбеля

Балочные элементы, моделирующие стержень дюбеля, в процессе расчета испытали на себе усилие, превышающее сопротивление дюбеля, зафиксированное в натурных испытаниях (на 11% для сдвигающей и на 21% для растягивающей). Данное расхождение может быть обусловлено принятыми допущениями при моделировании элементов и задании их жесткостных характеристик.

Несмотря на указанные различия, стоит отметить, что по основным параметрам моделирования сдвигового испытания упора предлагаемый способ дает хорошую сходимость с результатами эксперимента: в таблице 4.5 сопоставлены данные по нагрузке, соответствующие податливости упоров на каждом шаге нагружения. Средняя разница между результатами моделирования с серией X-150P-1 – 2%; с серией X-150P-2 – 5%; с серией X-150P-3 – 14%;

Таблица 4.5 Сопоставление результатов моделирования с результатами эксперимента

Перемещение, мм	M1, нагрузка	X-150P-1		X-150P-2		X-150P-3	
		Нагрузка	Разница	Нагрузка	Разница	Нагрузка	Разница
0,00	,00	,89	47%	2,56	61%	4,07	75%
0,01	2,00	2,99	33%	2,73	27%	6,49	69%
0,01	3,50	3,70	5%	6,55	47%	8,21	57%
0,02	5,00	4,68	-7%	7,44	33%	9,83	49%
0,03	9,00	5,94	-51%	8,80	-2%	12,59	29%
0,04	10,50	7,37	-42%	10,09	-4%	15,27	31%
0,06	12,75	10,50	-21%	12,80	0%	25,68	50%
0,08	15,00	13,61	-10%	15,44	3%	26,54	43%
0,10	18,70	16,33	-14%	18,09	-3%	27,33	32%
0,13	20,40	18,91	-8%	20,78	2%	28,19	28%
0,18	24,10	22,37	-8%	24,65	2%	29,56	18%
0,19	24,54	23,31	-5%	25,27	3%	29,83	18%
0,29	26,16	27,07	3%	28,85	9%	32,01	18%
0,38	27,57	29,25	6%	3,18	12%	33,49	18%
0,45	27,79	30,70	9%	32,58	15%	34,68	20%
0,49	28,06	3,32	10%	33,09	15%	35,18	20%
0,51	28,33	3,62	10%	33,35	15%	35,43	20%
0,54	29,99	32,08	7%	33,66	11%	35,83	16%
0,58	30,60	32,59	6%	34,05	10%	36,31	16%
0,67	3,91	33,72	5%	34,97	9%	37,30	14%
0,76	33,14	34,82	5%	35,90	8%	38,06	13%
0,85	34,22	35,88	5%	36,70	7%	38,73	12%
0,91	34,91	36,58	5%	37,23	6%	39,18	11%
0,98	35,61	37,29	5%	37,73	6%	39,39	10%
1,08	36,44	38,20	5%	38,37	5%	40,25	9%
1,16	37,17	38,98	5%	38,87	4%	40,77	9%
1,24	37,90	39,80	5%	39,37	4%	4,33	8%
1,37	38,93	40,92	5%	40,15	3%	42,19	8%
1,50	39,90	4,85	5%	40,87	2%	42,91	7%
1,58	40,35	42,34	5%	4,33	2%	43,32	7%
1,67	40,80	42,83	5%	4,80	2%	43,80	7%
1,79	4,95	43,31	3%	42,31	1%	44,37	5%
1,92	42,43	43,85	3%	42,87	1%	45,01	6%
2,06	42,90	44,41	3%	43,30	1%	45,12	5%
2,20	43,37	44,97	4%	43,70	1%	45,16	4%
2,34	43,84	45,43	3%	44,10	1%	45,19	3%
2,48	44,32	45,87	3%	44,44	0%	45,16	2%
2,61	44,54	46,19	4%	44,74	0%	45,12	1%
2,74	44,37	46,48	5%	45,03	1%	45,09	2%
2,88	44,63	46,72	4%	45,36	2%	45,05	1%

3,03	44,10	46,95	6%	45,67	3%	45,02	2%
3,21	44,61	47,15	5%	45,97	3%	44,98	1%
3,37	44,65	47,27	6%	46,20	3%	44,95	1%
3,54	44,69	47,39	6%	46,42	4%	44,91	0%
3,74	44,73	47,50	6%	46,63	4%	44,88	0%
3,92	44,77	47,59	6%	46,82	4%	44,84	0%
4,10	44,81	47,66	6%	46,97	5%	44,81	0%
4,25	44,85	47,69	6%	45,93	2%	44,77	0%
4,39	44,88	47,70	6%	44,88	0%	44,35	-1%
4,57	44,92	47,73	6%	43,83	-2%	43,93	-2%
4,67	44,96	47,74	6%	42,78	-5%	43,51	-3%
4,77	45,00	47,72	6%	4,73	-8%	43,08	-4%
4,92	45,04	46,15	2%	40,68	-11%	42,66	-6%
5,30	45,08	45,37	1%	39,63	-14%	42,24	-7%
6,20	45,00	44,58	-1%	38,58	-17%	4,40	-9%

Принимая во внимание хорошую сходимость результатов расчета численной модели со сдвиговыми испытаниями, ее можно использовать для дальнейшего изучения работы уголкового анкерного упора при других конфигурациях узла объединения.

#### **4.2 Сравнение результатов расчета сталежелезобетонного балочного перекрытия по СП 266.1325800 и авторской методике**

Для того, чтобы выполнить моделирование и расчет сталежелезобетонного балочного перекрытия с уголковыми анкерными упорами в соответствующих программных комплексах, необходимо выполнить подбор количества упоров. Во второй главе рассмотрены две методики: подбор упоров при условии полного объединения (по СП 266.1325800) и подбор при условии частичного объединения (по авторской методике) железобетонной и стальной частей сечения.

Рассмотрим пример расчета сталежелезобетонной балки длиной 9 метров и расчетной шириной 2 метра, состоящая из двутавровой балки и железобетонной плиты, с полезной нагрузкой на перекрытие  $1000 \text{ кг/м}^2$ . Плита толщиной 150 мм, устроена по профилированному настилу марки Н60 по ГОСТ 24045-2016 [18], уложенному широкой гофрой на балку. Бетон класса В25, армирование сеткой

стержней  $\varnothing 10$  мм с шагом 200 мм. Сечение двутавра – 35Б1 по ГОСТ Р 57837-2017 [23] из стали С245, подобрано исходя из предположения полной совместной работы с железобетонной плитой за счет анкерных упоров (рисунок 4.14). Таким образом, собственный вес 1 м.п. комбинированного сечения составляет 5,41 кПа. Погонная нагрузка на балку составляет 25,4 кН/м.

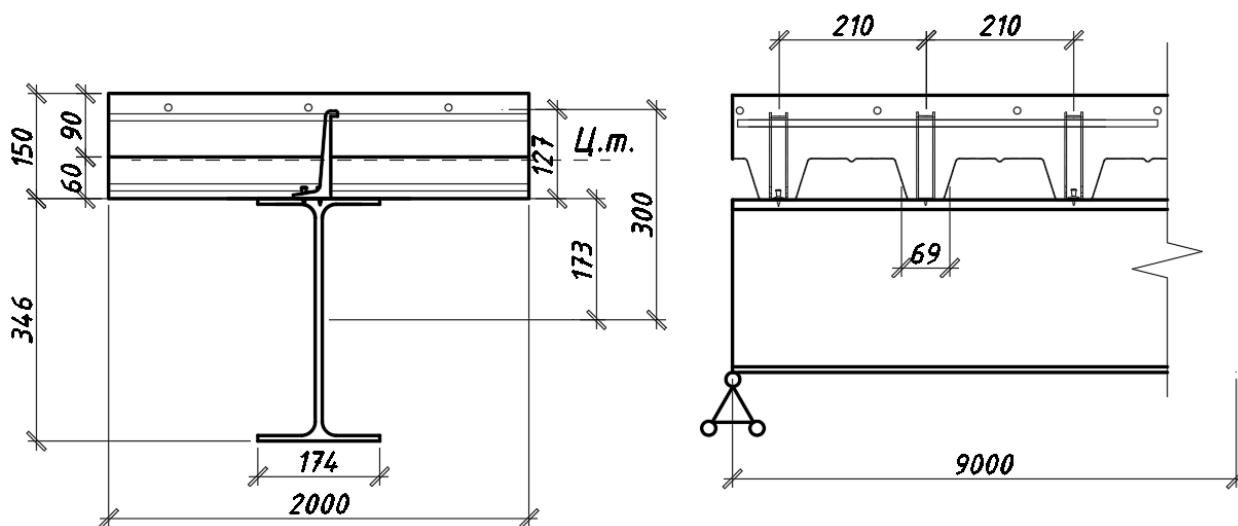


Рисунок 4.14 – Характеристики расчетного сечения сталежелезобетонного перекрытия

В качестве конструкции объединения выбраны уголкового анкерные упоры Hilti X-NVB 125 с расчетным сопротивлением сдвигу в плите без профилированного настила  $P_{rd} = 30$  кН.

Выполним расчет в соответствии с алгоритмом, приведенным на схеме на рисунке 2.10.

1. Геометрические характеристики сталежелезобетонного сечения (рисунок 4.15).

Эффективная ширина расчетного сечения  $b_{sl} = 200$  см;

Площадь бетона, вовлеченного в совместную работу  $A_b = 1128,6$  см<sup>2</sup>;

Площадь сталежелезобетонного сечения  $A_{red} = 217,0$  см<sup>2</sup>;

Координата центра тяжести составного сечения балки относительно растянутой грани стальной балки  $Z_{c,red} = 40,1$  см;

Расстояние от центра тяжести бетонного сечения до центра тяжести составного сечения  $Z_{b,red} = 5,03$  см;

Момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести составного сечения  $I_{b,red} = 5273,55 \text{ см}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести стальной балки до центра тяжести составного сечения  $Z_{st,red} = 22,8 \text{ см}$ ;

Момент инерции стальной балки относительно центра тяжести составного сечения  $I_{st,red} = 38399 \text{ см}^4$ ;

Расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до центра тяжести составного сечения  $Z_{s,red} = 7,5 \text{ см}$ ;

Момент инерции сжатой арматуры относительно центра тяжести составного сечения  $I_{s,red} = 2887,0 \text{ см}^4$ ;

Момент инерции сталежелезобетонного сечения  $I_{red} = 46560,0 \text{ см}^4$ ;

Момент сопротивления сталежелезобетонного сечения  $W_{b,red} = 9250,1 \text{ см}^4$ ;

Момент сопротивления сталежелезобетонного сечения  $W_{stb,red} = 1162,1 \text{ см}^4$ ;

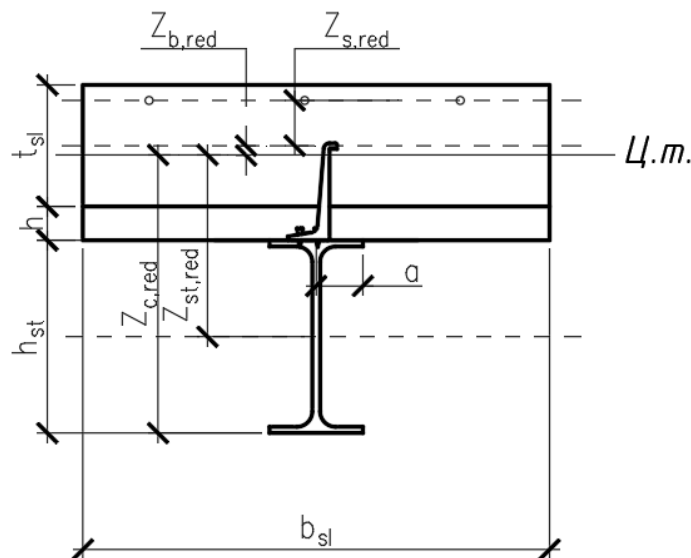


Рисунок 4.15 – Схема для определения геометрических характеристик сталежелезобетонного сечения

2. Расчет сталежелезобетонного сечения в пластической стадии с частичным объединением. Выполним поэтапных расчет по предлагаемой методике и сопоставим его с методикой расчета по СП 266.1325800 (таблица 4.6).

Таблица 4.6 Сопоставление методик расчета сталежелезобетонного перекрытия

Методика СП 266.1325800	Авторская методика										
<p>Условие прочности</p> $M \leq M_{pl,Rd}$ $M \leq R_b \cdot A_b \cdot y_b + R_s \cdot A_s \cdot y_s + R_y \cdot A_{st} \cdot y_{st}$	<p>Условие прочности</p> $M_{Rd} < M_{pl,Rd}$ $R_y \cdot W_{pl,x} + \eta(M_{pl,Rd} - R_y W_{pl,x}) < M_{pl,Rd}$										
<p>Максимальный изгибающий момент</p> $M = \frac{ql^2}{8} = \frac{25,4 \cdot 9^2}{8} = 257,2 \text{ кНм}$ <p>Предельный изгибающий момент</p> $M_{pl,Rd} = R_b A_b y_b + R_s A_s y_s + R_y A_{st} y_{st} =$ $= 1 \cdot 33 \cdot 333,33 \cdot 38,0 + 450 \cdot 150,72 \cdot 70,5 - 5268 \cdot 245 \cdot 262,5 = 310,6 \text{ кНм}$	<p>Предельный изгибающий момент для сечения, в котором нейтральная ось пересекает бетонную плиту</p> $M_{pl,Rd} = R_y \cdot A_{st} \left(\frac{h_{st}}{2}\right) + R_b b_{sl} \left(t_{sl} - \frac{h_c}{2}\right);$ $h_c = \frac{R_y \cdot A_{st}}{R_b b_{sl}} = \frac{355 \cdot 3766}{18,5 \cdot 2000} = 36,1 \text{ мм}$ $M_{pl,Rd} = R_y \cdot A_{st} \left(\frac{h_{st}}{2}\right) + R_b b_{sl} \left(t_{sl} - \frac{h_c}{2}\right) =$ $= 245 \cdot 5268 \left(\frac{346}{2}\right) + 18,5 \cdot 2000 \left(75 - \frac{34,9}{2}\right) = 433,09 \text{ кНм}$										
<p>Конструкция считается с полным объединением</p>	<p>Минимально допустимая степень объединения</p> $\eta > 1 - \frac{355}{R_y} (0,75 - 0,09L) =$ $= 1 - \frac{355}{355} (0,75 - 0,09 \cdot 9) = 0,12 < 0,4$ $\eta = 0,4$										
<p>Для определения сдвигающей силы на каждом <math>i</math>-том участке, разделим балку на расчетные участки с шагом, кратным шагу гофры профлиста, Сдвигающая сила в шве объединения на <math>i</math>-том участке</p> $S_i = (\sigma_{b1} A_b + \sigma_{s1} A_s) (\sigma_{b2} A_b + \sigma_{s2} A_s)$ $\sigma_{bi} = \frac{M_i}{\alpha_b W_{b,red}} = \frac{M_i}{\left(\frac{E_{st}}{E_{b1}}\right) \cdot W_{b,red}} =$ $= \frac{M_i}{(2,06 \cdot 10^5 / 9,091 \cdot 10^{-3}) \cdot 9250,1}$ $\sigma_{si} = \frac{M_i}{\alpha_s W_{b,red}} = \frac{M_i}{\left(\frac{E_{st}}{E_{s1}}\right) \cdot W_{b,red}} = \frac{M_i}{1 \cdot 9250,1}$ <p>Выполним расчет в табличной форме</p> <table border="1" data-bbox="204 1944 801 2063"> <thead> <tr> <th><math>x, \text{ м}</math></th> <th><math>M</math> кН·м</th> <th><math>\sum \sigma_b,</math> кН/м<sup>2</sup></th> <th><math>\sum \sigma_s</math> кН/м<sup>2</sup></th> <th><math>S_i,</math> кН</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,21</td> <td>-23,6</td> <td>-74,1</td> <td>-1629,5</td> <td>24,5</td> </tr> </tbody> </table>	$x, \text{ м}$	$M$ кН·м	$\sum \sigma_b,$ кН/м <sup>2</sup>	$\sum \sigma_s$ кН/м <sup>2</sup>	$S_i,$ кН	0,21	-23,6	-74,1	-1629,5	24,5	<p>Суммарное сдвигающее усилие в шве объединения</p> $\sum S_i = \min(R_b \cdot A_b, R_s \cdot A_s)$ $R_b \cdot A_b = 18,5 \cdot 34,9 \cdot 2000 = 1291,3 \text{ кН}$ $R_s \cdot A_s = 245 \cdot 5268 = 1290,66 \text{ кН}$ $\sum S_i = 1290,66 \text{ кН}$
$x, \text{ м}$	$M$ кН·м	$\sum \sigma_b,$ кН/м <sup>2</sup>	$\sum \sigma_s$ кН/м <sup>2</sup>	$S_i,$ кН							
0,21	-23,6	-74,1	-1629,5	24,5							



0,42	-46,0	-74,1	-1629,5	24,5
0,63	-67,3	-145,0	-3189,9	23,5
0,84	-87,4	-212,8	-4681,1	22,4
1,06	-106,5	-277,4	-6103,2	21,4
1,27	-124,4	-338,9	-7456,1	20,4
1,48	-141,1	-397,3	-8739,9	19,3
1,69	-156,8	-452,5	-9954,5	18,3
1,90	-171,3	-504,5	-11100,0	17,2
2,11	-184,7	-553,5	-12176,3	16,2
2,32	-196,9	-599,2	-13183,5	15,2
2,53	-208,0	-641,9	-14121,5	14,1
2,74	-218,0	-681,4	-14990,3	13,1
2,95	-226,9	-717,7	-15790,0	12,0
3,17	-234,6	-750,9	-16520,6	11,0
3,38	-241,2	-781,0	-17182,0	10,0
3,59	-246,6	-807,9	-17774,2	8,9
3,80	-251,0	-831,7	-18297,3	7,9
4,01	-254,2	-852,3	-18751,2	6,8
4,22	-256,2	-869,8	-19136,0	5,8
4,43	-257,2	-884,2	-19451,6	4,8
4,64	-257,0	-910,1	-20022,6	0,7
4,85	-255,6	-885,8	-19487,1	-4,6
5,06	-253,2	-871,8	-19180,4	-5,7
5,28	-249,6	-854,7	-18804,5	-6,7
5,49	-244,9	-834,5	-18359,4	-7,7
5,70	-239,0	-811,1	-17845,2	-8,8
5,91	-232,0	-784,6	-17261,8	-9,8
6,12	-223,9	-755,0	-16609,3	-10,9
6,33	-214,7	-722,2	-15887,6	-11,9
6,54	-204,3	-686,2	-15096,8	-12,9
6,75	-192,8	-647,1	-14236,9	-14,0
6,96	-180,2	-604,9	-13307,7	-15,0
7,17	-166,4	-559,5	-12309,4	-16,1
7,39	-151,5	-511,0	-11242,0	-17,1
7,60	-135,5	-459,3	-10105,4	-18,2
7,81	-118,3	-404,5	-8899,7	-19,2
8,02	-100,0	-346,6	-7624,8	-20,2
8,23	-80,6	-285,5	-6280,7	-21,3
8,44	-60,0	-221,3	-4867,5	-22,3
8,65	-38,4	-153,9	-3385,2	-23,4
8,86	-15,5	-83,3	-1833,7	-24,4
9,00	-3,6	-9,7	-213,0	-24,4

Сопротивление анкерного упора сдвигу в перекрытии, устроенному по профилированному настилу

$$P_{rd} = P_{rd} \cdot k_t$$

$$k_t = 0,7 \frac{b_0(h_{an} - h)}{h^2 \sqrt{n_r}} \leq 1$$

При 1 упоре в гофре

$$k_t = 0,7 \frac{105(125 - 75)}{75^2 \sqrt{1}} = 0,65$$

$$P_{rd} = 30 \cdot 0,65 = 19,6 \text{ кН}$$

При 2 упорах в гофре

$$k_t = 0,7 \frac{105(125 - 75)}{75^2 \sqrt{2}} = 0,46$$

$$P_{rd} = 30 \cdot 0,46 = 13,9 \text{ кН}$$

Сопротивление анкерного упора сдвигу в перекрытии, устроенному по профилированному настилу

$$P_{rd} = P_{rd} \cdot k_t$$

$$k_t = k_n \left( x_1 \frac{h_{an}}{h} + x_2 \frac{b_0}{h} + x_3 \left( \frac{b_0}{h} \right)^2 + x_4 \right)$$

При 1 упоре в гофре

$$k_t = k_n \left( x_1 \frac{h_{an}}{h} + x_2 \frac{b_0}{h} + x_3 \left( \frac{b_0}{h} \right)^2 + x_4 \right) =$$

$$= \left( 0,25 \frac{125}{60} + 0,17 \frac{71}{60} + 6,79 \cdot 10^{-5} \left( \frac{71}{60} \right)^2 \right) =$$

$$0,58$$

$$P_{rd} = 30 \cdot 0,58 = 17,4 \text{ кН}$$

При 2 упорах в гофре

$$k = k_n \left( x_1 \frac{h_{an}}{h} + x_2 \frac{b_0}{h} + x_3 \left( \frac{b_0}{h} \right)^2 + x_4 \right) =$$

$$= 0,8 \left( 0,25 \frac{125}{60} + 0,17 \frac{71}{60} + 6,79 \cdot \right.$$

$$\left. \cdot 10^{-5} \left( \frac{71}{75} \right)^2 \right) = 0,46$$

$$P_{rd} = P_{rd} \cdot k_t$$

$$P_{rd} = 30 \cdot 0,46 \cdot 2 = 27,6 \text{ кН}$$

Определим требуемое количество упоров.

x, м	S <sub>i</sub> , кН	k <sub>t</sub>	∑ P <sub>rd</sub> , кН	n
0,21	24,5	0,779	27,7	2
0,42	24,5	0,779	27,7	2
0,63	23,5	0,779	27,7	2
0,84	22,4	0,779	27,7	2
1,06	21,4	0,779	27,7	2
1,27	20,4	0,779	27,7	2
1,48	19,3	1,0	19,6	1
1,69	18,3	1,0	19,6	1
1,90	17,2	1,0	19,6	1
2,11	16,2	1,0	19,6	1
2,32	15,2	1,0	19,6	1
2,53	14,1	1,0	19,6	1
2,74	13,1	1,0	19,6	1
2,95	12,0	1,0	19,6	1
3,17	11,0	1,0	19,6	1
3,38	10,0	1,0	19,6	1
3,59	8,9	1,0	19,6	1
3,80	7,9	1,0	19,6	1

Определим требуемое количество упоров.

Суммарное сопротивление упоров сдвигу при установке по 1 упору в гофре

$$\sum P_{rd} = n \cdot P_{rd} = \frac{9000}{0,211} \cdot 17,4 = 42 \cdot 17,4 =$$

$$= 730,8 \text{ кН}$$

$$\eta = \frac{\sum P_{rd}}{\sum S_i} = \frac{730,8}{1290,66} = 0,57 > 0,4$$

Условие по обеспечению минимальной степени объединения выполняется, требуется установка 42 упоров (по 1 в каждую гофру).

4,01	6,8	1,0	19,6	1	
4,22	5,8	1,0	19,6	1	
4,43	4,8	1,0	19,6	1	
4,64	0,7	1,0	19,6	1	
4,85	-4,6	1,0	19,6	1	
5,06	-5,7	1,0	19,6	1	
5,28	-6,7	1,0	19,6	1	
5,49	-7,7	1,0	19,6	1	
5,70	-8,8	1,0	19,6	1	
5,91	-9,8	1,0	19,6	1	
6,12	-10,9	1,0	19,6	1	
6,33	-11,9	1,0	19,6	1	
6,54	-12,9	1,0	19,6	1	
6,75	-14,0	1,0	19,6	1	
6,96	-15,0	1,0	19,6	1	
7,17	-16,1	1,0	19,6	1	
7,39	-17,1	1,0	19,6	1	
7,60	-18,2	1,0	19,6	1	
7,81	-19,2	1,0	19,6	1	
8,02	-20,2	0,779	27,7	2	
8,23	-21,3	0,779	27,7	2	
8,44	-22,3	0,779	27,7	2	
8,65	-23,4	0,779	27,7	2	
8,86	-24,4	0,779	27,7	2	
Итого, требуется 53 упора, с расстановкой в соответствии со схемой					
					Несущая способность комбинированного сечения в пластической стадии с частичным объединением $M_{Rd} = R_y \cdot W_{pl,x} + \eta(M_{pl,Rd} - R_y W_{pl,x}) =$ $245 \cdot 716,18 + 0,57(433100 - 245 \cdot 716,18) = 322,38 \text{ кНм}$
Процент использования сечения $\frac{M}{M_{pl,Rd}} = \frac{257,2}{310,6} = 83\%$					Процент использования сечения $\frac{M_{Rd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{378,9}{433,1} = 87\%$
Прогиб сталежелезобетонного перекрытия при полном объединении					Прогиб сталежелезобетонного перекрытия при полном объединении

$f_c = \frac{5ql^4}{384E_{st}I_{red}} = \frac{5 \cdot 0,254 \cdot 900^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 46560} =$ $= 2,26 < 3,6 \text{ см (L/250)}$ <p>Не превышает нормативный.</p>	$f_c = \frac{5ql^4}{384E_{st}I_{red}} = \frac{5 \cdot 0,254 \cdot 900^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 46560} = 2,26 \text{ см}$ <p>Прогиб стальной балки без объединения</p> $f_{st} = \frac{5ql^4}{384E_{st}I_{st}} = \frac{5 \cdot 0,254 \cdot 900^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 11094} =$ $= 9,5 \text{ см}$ <p>Прогиб сталежелезобетонного перекрытия при частичном объединении</p> $f = f_c \left[ 1 + k(1 - \eta) \left( \frac{f_{st}}{f_c} - 1 \right) \right] =$ $= 2,26 \left[ 1 + 0,3(1 - 0,57) \left( \frac{9,5}{2,26} - 1 \right) \right] =$ $= 3,19 < 3,60 \text{ см (L/250)}$ <p>Не превышает нормативный.</p>
<p style="text-align: center;"><b>Итого:</b></p> <p>Требуемое количество упоров – 53 шт.;</p> <p>Расчетная несущая способность сечения (при проценте использования 83%) – 257,2 кНм;</p> <p>Прогиб – 2,26 см.</p>	<p style="text-align: center;"><b>Итого:</b></p> <p>Требуемое количество упоров – 42 шт. (на 21% меньше);</p> <p>Расчетная несущая способность сечения (при проценте использования 87%) – 322,4 кНм (на 20% больше);</p> <p>Прогиб – 3,19 см (на 29% больше).</p>

Таким образом, можно сделать вывод о том, что применение методики расчета с частичным объединением в отдельных случаях позволяет более оптимально использовать ресурс стального сечения комбинированной балки и задействовать меньшее количество упоров.

Расчеты, представленные в таблице 4.6, были выполнены с помощью программы для ЭВМ «СТЖБ-1», написанной автором на языке Java. Для получения результатов расчета усилий в сталежелезобетонных балочных перекрытиях и

определения требуемого количества упоров при полном или частичном объединении необходимо задать следующие исходные параметры через графический интерфейс программы (рисунок 4.16):

- пролет и шаг комбинированных балок;
- сечение стальной части и марка стали (выбор по сортаменту из предложенного списка);
- толщина железобетонной плиты;
- класс бетона (выбор из предложенного списка);
- диаметра и шаг продольного армирования, мм;
- марка профилированного настила (выбор из предложенного списка).
- полезная нагрузка на  $m^2$  перекрытия.

**СТЖБ -1**

**Исходные данные:**

**Расчетная схема**  
 Пролет второстепенных балок 9 м  
 Шаг второстепенных балок 2.0 м

**Стальная балка**  
 Сечение 35Б1 двугавр по ГОСТ Р 57837-2017  $E_{ст} 2.06 \cdot 10^5$  МПа  
 Марка стали С245  $R_y 2450$  кг/см<sup>2</sup>

h	b	s	t	A	Вес м.п.	$I_x$	$W_x$	$S_x$	$i_x$
см	см	мм	см	см <sup>2</sup>	кг	см <sup>4</sup>	см <sup>3</sup>	см <sup>3</sup>	см
34.6	17.4	6	0.9	52.7	41.4	11094.5	641	358.1	145.12

**Железобетонная плита**  
 Толщина плиты 150 мм  $A_b 1800$  см<sup>2</sup>  
 Класс бетона B25  $E_b 30 \cdot 10^3$  МПа  $\alpha_b 6.9$   
 Шаг армирования 200 мм  $A_s 50.9$  см<sup>2</sup>  
 Диаметр стержней 12 мм  $E_s 2 \cdot 10^5$  МПа  $\alpha_s 1.03$

**Профлист**  
 Марка листа Н60, широкой гофрой на балку  
 Высота профиля  $h_p$  60 мм  
 Ширина гофры  $b_0$  141 мм  
 Шаг гофры 0.211 м

**Сбор нагрузок на 1 кв.м перекрытия**

Нагрузка	Нормативная, кПа	$\gamma_i$	Расчетная, кПа
Собственный вес балки	0.41	1.1	0.46
Собственный вес жб плиты	4.50	1.1	4.95
Полезная нагрузка			20.00
<b>Итого</b>			<b>25.4</b>

**Погонная нагрузка на балку q** 25.4 кН/м  
**Макс.изгибающий момент** 257.2 кН·м

Рисунок 4.16 – Графический интерфейс программы «СТЖБ-1»

На программу «СТЖБ-1» было получено авторское свидетельство (Приложение А).

### 4.3 Численное моделирование работы сталежелезобетонного балочного перекрытия с уголковыми анкерными упорами в программном комплексе Лира-САПР

Одним из основных этапов проектирования здания является численный анализ напряжённо-деформируемого состояния его конструкций на разных этапах жизненного цикла. Современные расчетные комплексы позволяют решать задачи по компоновке пространственных расчетных схем, учитывающих взаимное влияние отдельных элементов каркаса и способа их сопряжения на прочность и устойчивость здания.

Зачастую в отечественной практике проектирования зданий и сооружений со сталежелезобетонными перекрытиями железобетонные плиты и стальной каркас рассчитываются отдельно друг от друга. В этом случае ресурс объединенного расчетного сечения, полученного вследствие применения анкерных упоров, идет «в запас». Кроме того, объединение стальной и железобетонной части перекрытия повышает его жесткость и влияет на пространственную работу каркаса здания. По этой причине ниже рассмотрен вопрос моделирования таких конструкций в программном комплексе Лира-САПР, получившим широкое распространение в отечественной практике проектирования.

В «Руководстве по проектированию сталежелезобетонных конструкций» [70], разработанному в развитие СП 266.1325800, предложен следующий способ формирования расчётной схемы перекрытия: железобетонная плита, устроенная по съемной опалубке и опёртая непосредственно на двутавровую балку (рисунок 4.17 а), моделируется в виде пластины, жестко сопряженной со стержнем (рисунок 4.17 б).



Рисунок 4.5 – Вариант компоновки расчётной схемы сталежелезобетонного перекрытия с плитами, устроенными по съемной опалубке [70]

При этом, в случае устройства железобетонной плиты по несъемной опалубке из профилированного настила, предлагается моделировать плиту двумя типами пластин, толщина которых равна общей толщине плиты и толщине плиты над профилированным настилом соответственно (рисунок 4.18 а). Срединные плоскости соседних зон перекрытия располагаются с эксцентриситетом, принимаемым равным разности полусуммы толщины бетона в зоне перекрытия между стенками одного гофра и полусуммы толщины бетона в зоне перекрытия между стенками соседних гофров. Дискретизация выбирается таким образом, чтобы зоны перекрытия между стенками одного гофра (синий цвет) и зоны перекрытия между стенками соседних гофров (серый цвет) были представлены минимально двумя рядами конечных элементов плоской оболочки (рисунок 4.18 б). Рекомендуется так же учитывать толщину профилированного настила при формировании сечения пластин и расчете эксцентриситета между ними.

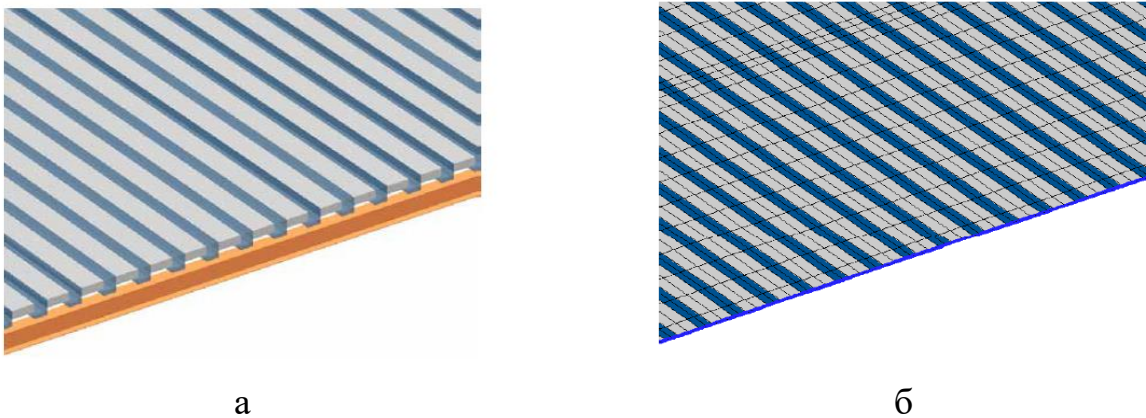


Рисунок 4.18 – Вариант компоновки расчётной схемы сталежелезобетонного перекрытия с плитами, устроенными по несъемной опалубке [70]

Данный способ компоновки расчетной схемы имеет следующие недостатки:

– моделирование каждой отдельной гофры видится нецелесообразно трудоемким: при расчете комбинированного сечения по СП 266.1325800 бетон в гофре не учитывается. По этой причине перекрытие может быть замоделировано пластиной одной толщины, отстоящей от верхней грани стальной балки на высоту гофры плюс половина толщины плиты над профилированным настилом;

– учет толщины профилированного настила при формировании сечения плиты незначительно повышает точность расчета и может также быть исключен из алгоритма;

– указанный способ моделирования игнорирует податливость упоров и, как следствие, не может быть применен для проектирования сталежелезобетонных балочных перекрытий с частичным объединением.

Для того, чтобы учесть совместную работу железобетонной плиты и стального прокатного сечения, объединенных гибкими анкерными упорами при расчете пространственного каркаса здания, рассмотрим следующие способы моделирования сталежелезобетонной методом конечных элементов на примере сталежелезобетонной балки длиной 9 метров, рассчитанной в разделе 4.2 вручную (рисунок 4.19 а):

1. Моделирование железобетонной части пластинами, стальной балки стержнем, анкерных упоров упругой связью КЭ 55 [12]. Узлы крепления упоров к стальной балке разносятся с осью двутавра с помощью вставки абсолютно жестких тел между ними (рисунок 4.19 б).

2. Моделирование железобетонной части и стальной балки пластинами, анкерных упоров одноузловыми элементами КЭ 56, моделирующими упругую связь конечной жесткости вдоль контактной поверхности. Сечение пластин подбирается таким образом, чтобы расчетные геометрические характеристики составного сечения соответствовали характеристикам прокатного двутавра, подобранного при проектировании. Узлы железобетонной плиты и верхней полки двутавра соединены в точках контакта через объединение перемещений (рисунок 4.19 в). Для моделирования двутаврового сечения были подобраны следующие размеры пластин, составляющих составное сечение (таблица 4.7).



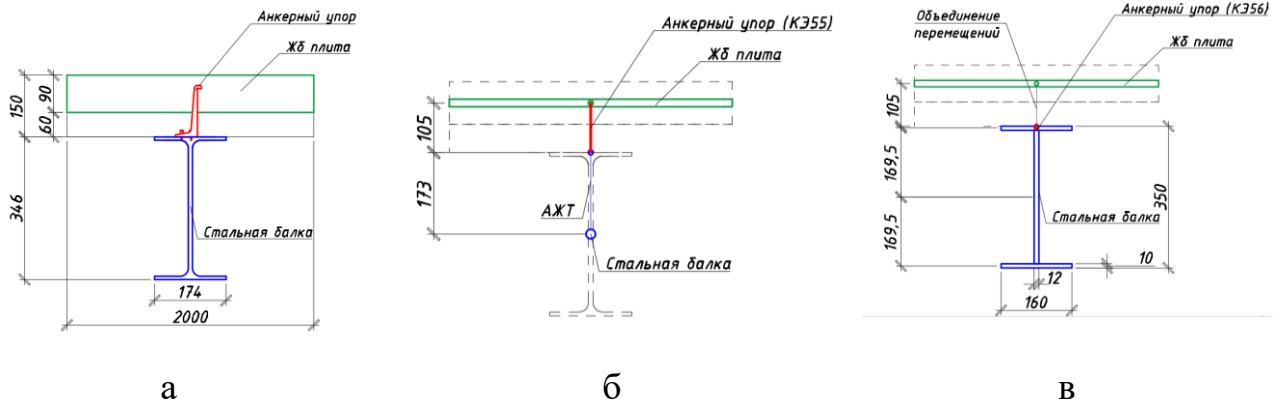


Рисунок 4.19 – Вариант компоновки расчётной схемы сталежелезобетонного перекрытия: а – эскиз сечения; б – 1 вариант моделирования; в – 2 вариант моделирования

Таблица 4.7 Геометрические характеристики комбинированного сечения

Сечение	Высота двутавра	Ширина полка двутавра	Толщина стенки	Толщина полка	Геометрические характеристики			
	$h$	$b$	$s$	$t$	$J_x$	$W_x$	$S_x$	$i_x$
	см	см	мм	см	см <sup>4</sup>	см <sup>3</sup>	см <sup>3</sup>	см
Составное	35,0	16	6,2	1,0	11095,4	634,0	355,8	145,6
35Б1	34,6	17,4	6,0	0,9	11094,5	641,3	358,1	145,1
			Разница		-0,01%	1,13%	0,62%	-0,34%

Общий вид конечно-элементных моделей представлен на рисунке 4.20. Узлы, моделирующие работу анкерных упоров, распределены вдоль контактного шва с шагом 200 мм.

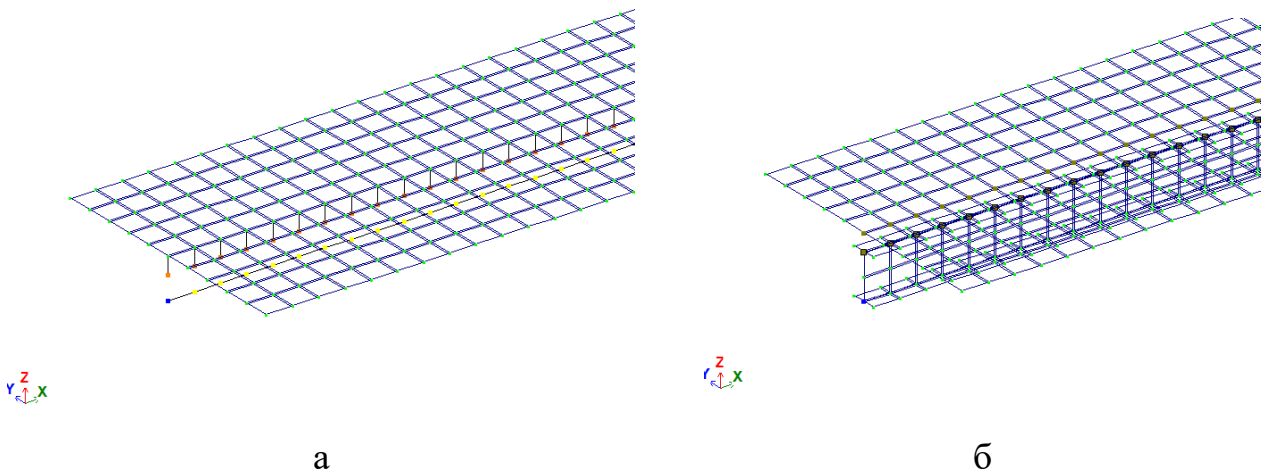


Рисунок 4.20 – Общий вид КЭ-моделей (а – 1 вариант; б – 2 вариант)

Поскольку ключевым моментом моделирования сечения сталежелезобетонного перекрытия является обеспечение совместной работы его частей на изгиб, требуется оценить изгибную жесткость полученных моделей. Выполним расчет с полным объединением (без учета податливости упоров,  $R_x = R_y = 10000$  т/м) и сравним полученные прогибы (таблица 4.8).

Таблица 4.8 Сравнение результатов расчета моделей с жесткими упорами

Параметр	1 вариант	2 вариант	Ручной расчет
Прогиб, см	4,82	2,73 см	2,26

Как видно из таблицы выше, прогиб по 1 варианту превысил расчетный на 47%, из чего можно сделать вывод о том, что данный вариант обладает сниженной жесткостью относительно сечения, рассчитанного вручную. Разница между результатами численного расчета по 2 варианту моделирования и ручным расчетом составила менее 5%.

Для того, чтобы выполнить моделирование перекрытия сталежелезобетонного перекрытия с частичным объединением, необходимо задать жесткость упругих связей, моделирующих работу упоров в направлении сдвига. Жесткость конструкции объединения на уголковых анкерных упорах может быть определена по формуле:

$$R_i = \frac{P_{rd}}{\delta} \quad (4.1)$$

где  $\delta$  – податливость упора, определенная в сдвиговых испытаниях;

$P_{rd}$  – сопротивление анкерного упора сдвигу, определенное в сдвиговых испытаниях.

Вычислим коэффициенты жёсткости уголковых анкерных упоров на основании экспериментальных данных, полученных в главе 3 (таблица 4.9).

Таблица 4.9 Расчет коэффициентов жесткости анкерных упоров

Серия	$P_{rd}$ , кН	$\delta$ , мм	$R_x$ , т/м
X-150P	34,93	7,33	476,8
X-150T	33,95	6,89	492,5
X-120P	31,92	6,16	518,2

X-120T	33,69	8,38	401,9
X-160P	35,45	5,36	661,8
X120P-N44	38,23	7,21	530,3
X120T-N44	36,96	8,52	433,9
X150T-N44	41,15	6,55	628,5
X150T-N60	38,09	5,69	668,9
X-150P-N60	35,01	6,70	522,6
X-150T-N75	23,94	6,00	399,1

Исходя из условий задачи, описанной выше, выберем для устройства конструкции объединения уголкового анкерного упора X-NVB 125, ориентированного перпендикулярно оси комбинированной балки, используя данные из серии X-150T-N60. Зададим податливость в направлении сдвига (рисунок 4.21).

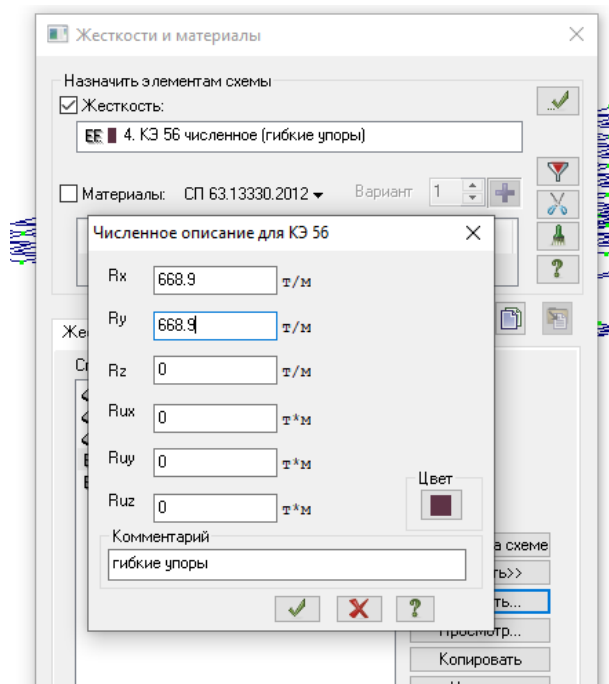


Рисунок 4.21 – Задание податливости анкерных упоров

Выполним расчет схемы, определим прогиб и усилие в анкерных упорах (усилие  $R_x$  в КЭ 56) на наиболее нагруженном участке сечения (рисунок 4.21). Сравним результаты численного и ручного расчетов (таблица 4.10).

Загрузка 1  
Усилие  $R_x$  (31,56 КЭ)  
Единицы измерения - кН

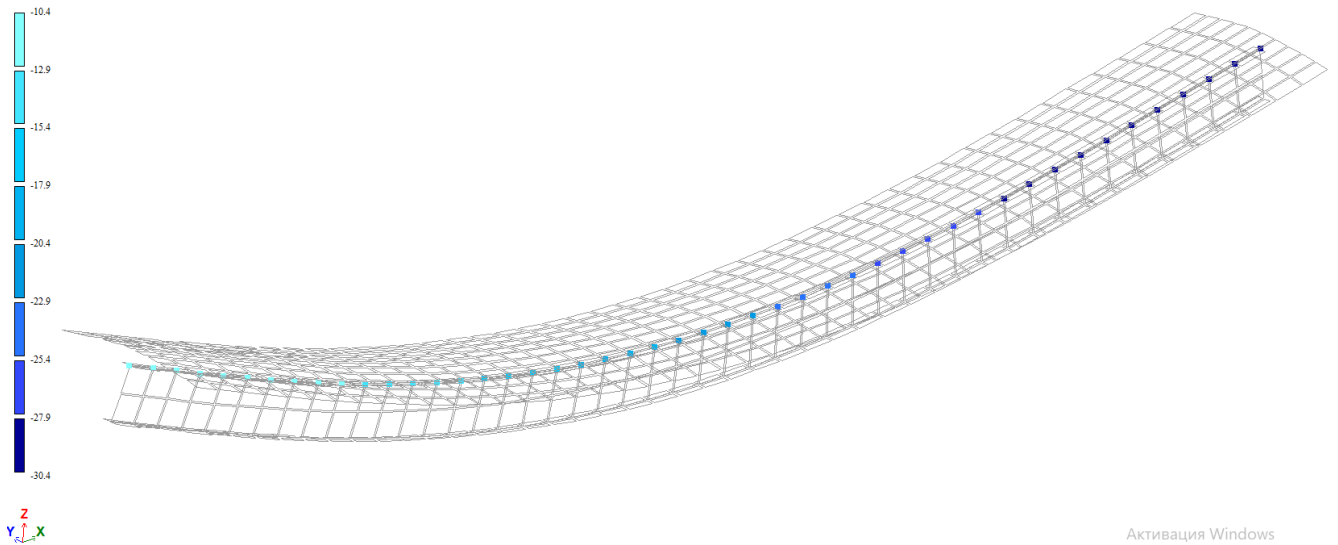


Рисунок 4.22 – Распределение усилий  $R_x$  в КЭ 56

Таблица 4.10 Расчет перекрытия с гибкими упорами

Параметр	Ручной расчет	Расчет методом конечных элементов	Разница
Сдвигающая сила, кН	17,5	16,6	5%
Прогиб, см	3,2	3,6	11%

При расчете перекрытия с частичным объединением предложенная модель показала больший прогиб, однако разница составила 11%, что является приемлемым результатом для подобной задачи. Величина сдвигающей силы в узлах объединения на приопорных участках наоборот, оказалась несколько недооценена. Не смотря на указанные выше расхождения, предложенный способ моделирования сталежелезобетонного балочного перекрытия может быть применен для расчета конструкции как с полным, так и частичным объединением при применении коэффициента надежности, учитывающую погрешность моделирования.

Таким образом, для проведения практических инженерных расчетов в программных комплексах промышленного назначения, предлагается использовать следующий алгоритм:

1. Выполнить предварительный подбор стального и железобетонного сечения в соответствии с требованиями СП 16.13330 и СП 63.13330 соответственно.

2. Произвести расчет конструкции объединения (тип и количество анкерных упоров с учетом степени объединения) вручную или с помощью программы «СТЖБ-1» (Приложение А).

3. Подобрать размеры пластин составного сечения двутавра, составить пространственную расчетную схему перекрытия. Задать коэффициенты жесткости анкерных упоров путем настройки КЭ 56. В качестве исходных данных по коэффициентами жесткости следует использовать результаты сдвиговых испытаний анкерных упоров по [24].

#### **4.4 Конструирование сталежелезобетонных перекрытий с несъемной опалубкой из профилированного настила**

В ходе анализа нормативных требований [62] и пособия по проектированию сталежелезобетонных перекрытий [50], конструктивных требований производителя уголковых упоров [52] и опыта изготовления и испытания образцов по ГОСТ Р 58336-2018 [24] были сформулированы следующие рекомендации по проектированию монолитных сталежелезобетонных перекрытий с профилированным настилом, изготавливаемым по ГОСТ 24045-2016 [18]:

– уголковые анкерные упоры следует размещать перпендикулярно к оси стальной балки;

– в случае, если нижняя полка профилированного настила имеет ребро жесткости, необходимо устанавливать по два или три упора в гофре, симметрично по отношению к ребру жесткости, согласно расчету по СП 266.1325800. Размещение более трех упоров в одной гофре не допускается согласно конструктивным требованиям производителя [52];

– при применении профилированного настила марки НС44 следует укладывать настил широкими гофрами на балку и размещать упоры в соответствии с рисунком 4.23.

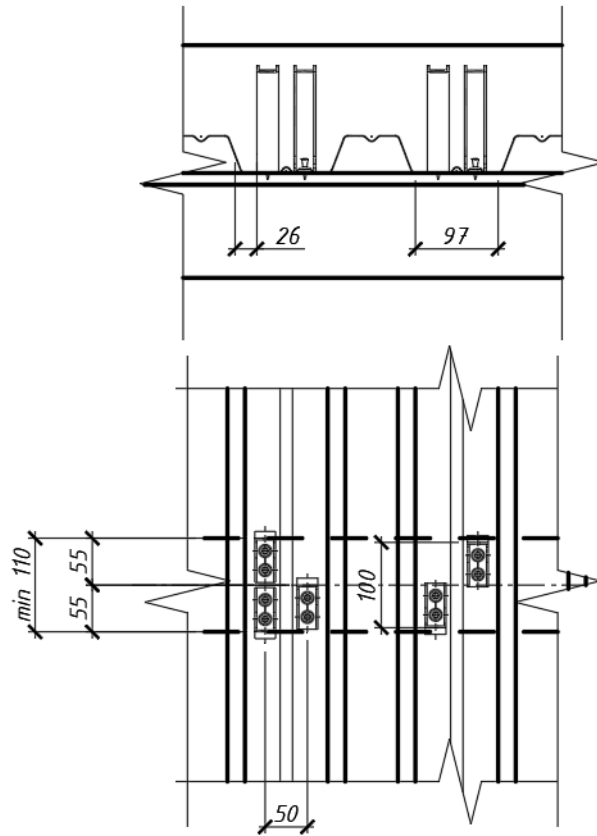


Рисунок 4.23 – Предложения по расстановке упоров в профилированном настиле марки НС44 по ГОСТ 24045-2016

– при применении профилированного настила марки Н57 следует размещать упоры в соответствии с рисунком 4.24 (укладка листа широкой гофрой на балку) или в соответствии с рисунком 4.25 (укладка листа узкой гофрой на балку);

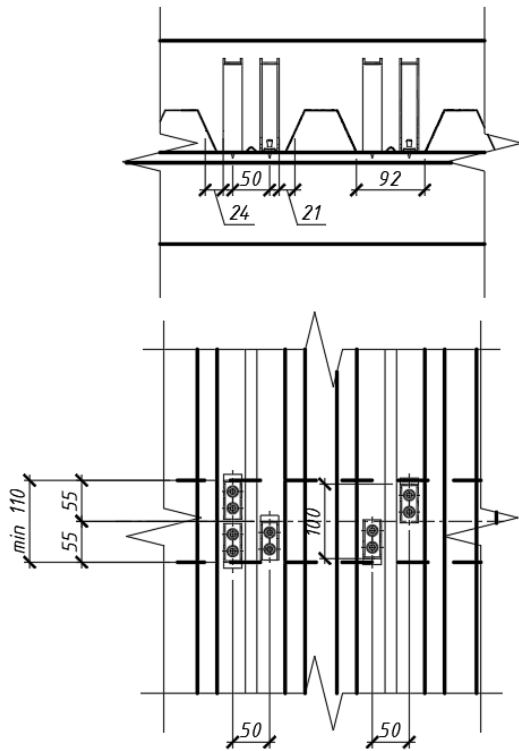


Рисунок 4.24 – Предложения по расстановке упоров внутри профилированного настила марки Н57 по ГОСТ 24045-2016 (при укладке настила широкой гофрой на балку)

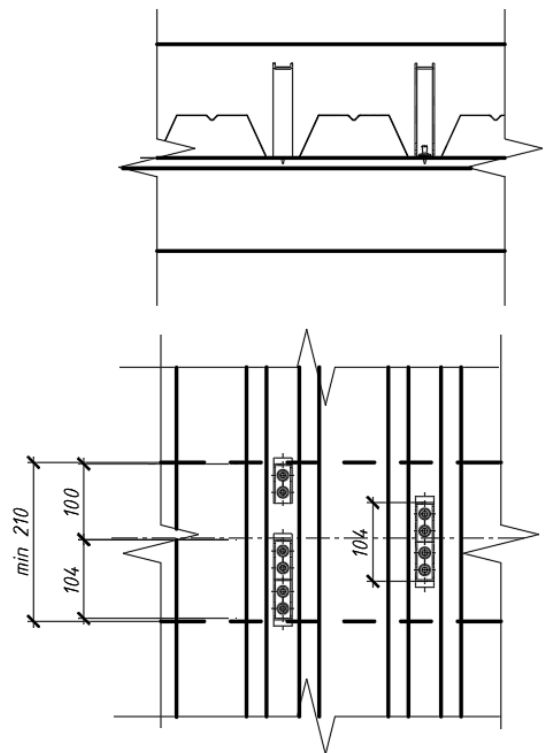


Рисунок 4.25 – Предложения по расстановке упоров внутри профилированного настила Н57 по ГОСТ 24045-2016 (при укладке настила узкой гофрой на балку)

– при применении профилированного настила марки Н60 следует размещать упоры в соответствии с рисунком 4.26 (укладка листа широкой гофрой на балку) или в соответствии с рисунком 4.27 (укладка листа узкой гофрой на балку);

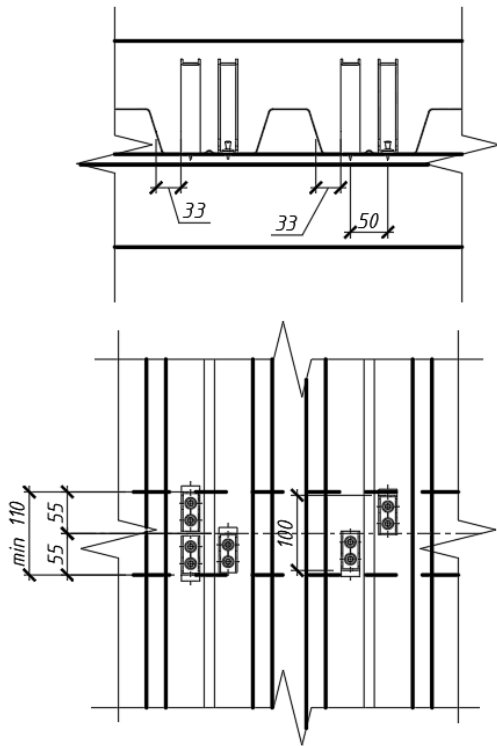


Рисунок 4.26 – Предложения по расстановке упоров внутри профилированного настила марки Н60 по ГОСТ 24045-2016 (при укладке настила широкой гофрой на балку)

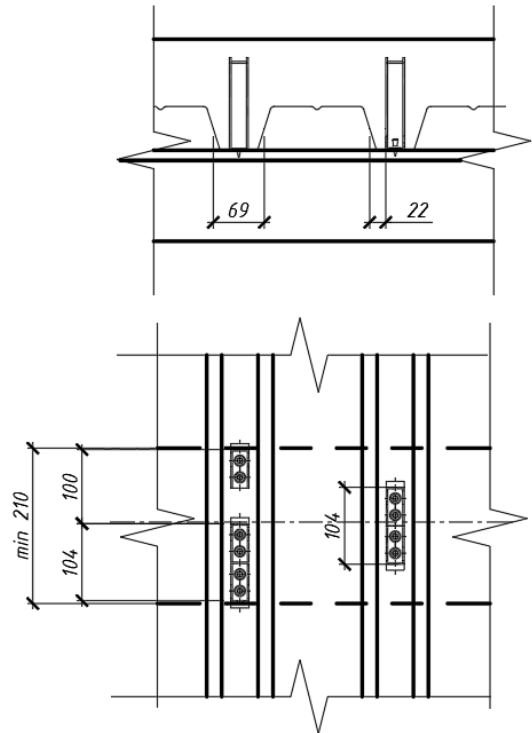


Рисунок 4.27 – Предложения по расстановке упоров внутри профилированного настила марки Н60 по ГОСТ 24045-2016 (при укладке настила узкой гофрой на балку)

– при применении профилированного настила марки Н75 следует размещать упоры в соответствии с рисунком 4.28 (укладка листа широкой гофрой на балку) или в соответствии с рисунком 4.29 (укладка листа узкой гофрой на балку);



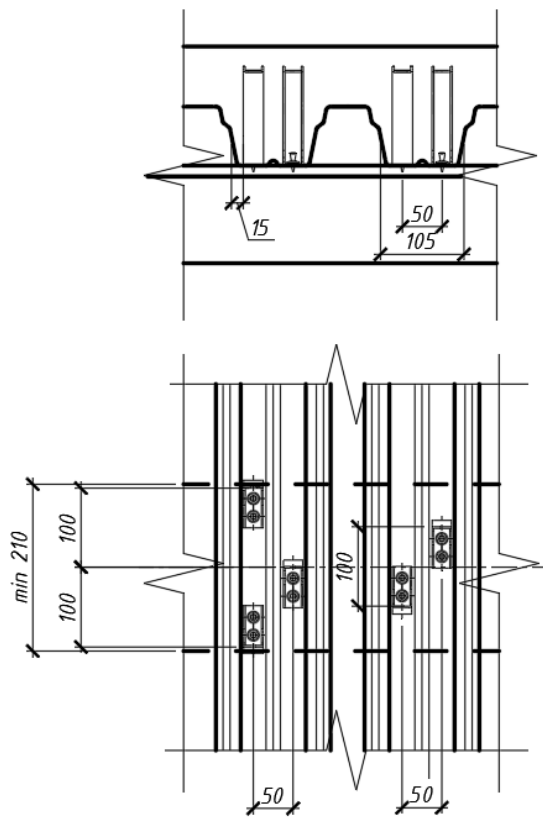


Рисунок 4.28 – Предложения по расстановке упоров внутри профилированного настила марки Н75 по ГОСТ 24045-2016 (при укладке настила широкой гофрой на балку)

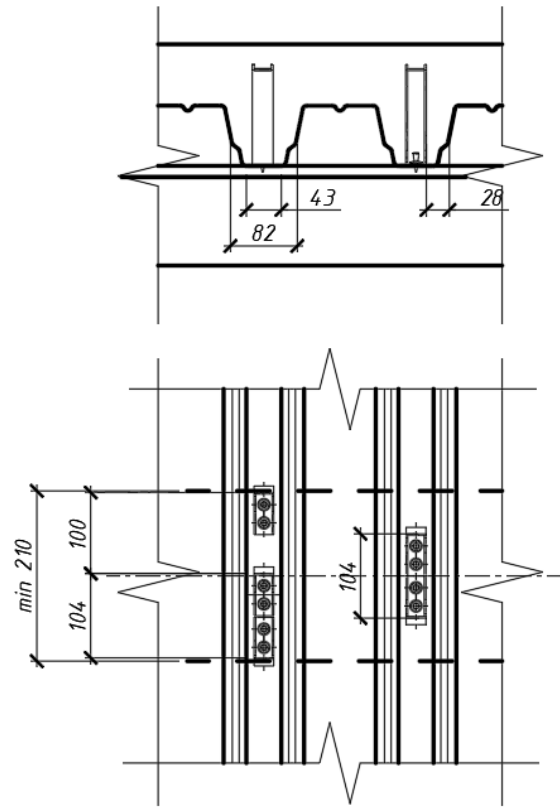


Рисунок 4.29 – Предложения по расстановке упоров внутри профилированного настила марки Н75 по ГОСТ 24045-2016 (при укладке настила узкой гофрой на балку)

– при проектировании узла объединения необходимо учитывать минимально допустимую ширину полки двутавра, приведенную в таблице 4.11;

Таблица 4.11 Требования к минимальной ширине опорной полки

Марка профилированного настила по ГОСТ 24045-2016	Минимальная ширина полки двутавра, мм	
	При двух упорах в гофре	При трех упорах в гофре
НС44 (при опирании широкой гофрой на балку)	110	110
Н57 (при опирании широкой гофрой на балку)		110
Н57 (при опирании узкой гофрой на балку)		210
Н60 (при опирании широкой гофрой на балку)		110
Н60 (при опирании узкой гофрой на балку)		210
Н75 (при опирании широкой гофрой на балку)		210
Н75 (при опирании узкой гофрой на балку)		210

– требования к краевым и осевым расстояниям, приведенные в технической документации изготовителя [52] и описанные в разделе 3.1 также должны быть выполнены.

При проведении сдвиговых испытаний в рамках третьего этапа исследования с профилированными настилами Н60 и Н75, уложенными узкой гофрой на балку, в отдельных образцах был зафиксирован срез бетонного ребра. Поскольку данная конфигурация раскладки профилированного листа пользуется большой популярностью в отечественной практике проектирования (т.к. позволяет получить экономию на объеме бетона до 30%), рекомендуется предусматривать дополнительное армирование ребер в случае применения данных марок настила.

В исследовании [106] было проведено сравнение результатов испытаний сдвиговых образцов со стад-болтами в плитах, устроенных по профилированному настилу. Часть образцов имела дополнительное армирование ребра гнутыми стержнями  $\varnothing 6$  мм, повторяющими форму гофры (рисунок 4.30). Анализ полученных результатов показал, что это конструктивное решение не позволяет исключить механизм разрушения конструкции объединения по бетону в случае "узких" ребер, однако повышает его сдвиговое сопротивление на 10-30%. Так же в исследовании было отмечено, что стад-болты в образцах с армированными ребрами показывают более податливое поведение по сравнению с неармированными образцами, которое по своим характеристикам приближается к образцам без профилированного настила. Таким образом, можно рекомендовать данное решение для армирования бетонных ребер при применении профилированных настилов марок Н60 и Н75.



Рисунок 4.30 – Вариант конструктивного армирования бетонного ребра

Учитывая тот факт, что уголковые анкерные упоры работают схожим образом с анкерными упорами в виде гибких стержней круглого сечения, приведенные практические рекомендации также применимы для конструирования узлов объединения на уголковых упорах.

#### 4.5 Выводы к главе 4

1. На основании проведенных изысканий была предложена численная модель работы уголкового анкерного упора, закрепляемого к стальному основанию стальными дюбелями, моделируемые с помощью стержневых элементов. Результат моделирования отражает общий характер работы упоров в составе железобетонной плиты и напряженно-деформируемое состояние упоров и обеспечивает точность, достаточную для практических расчетов.

2. Предложена методика моделирования сталежелезобетонного балочного перекрытия, объединенного анкерными упорами, применяемая для практических расчетов конструкции в составе пространственного каркаса здания.

3. Выполнен пример расчета количества уголковых анкерных упоров, закрепляемых с помощью дюбелей для сталежелезобетонного перекрытия с

полным и частичным объединением. Сравнение результатов расчета показало, что при расчете 9-метровой комбинированной балки с частичным объединением ( $\eta = 0,57$ ) требуется на 21% меньшее количество анкерных упоров при дополнительном запасе прочности сечения (на 20% больше). При данной степени объединения прогиб сталежелезобетонного перекрытия увеличился на 29% относительно перекрытия с полным объединением, однако не превысил нормативный.

4. По результатам изысканий, выполненных в рамках данной главы, разработана программа для ЭВМ, позволяющая выполнить расчет геометрических характеристик сталежелезобетонного сечения, расчет величины сдвиговых усилий по СП 266.1325800, расчет величины сдвигового сопротивления упоров и подбор количества уголковых анкерных упоров, требуемых для обеспечения совместной работы частей сталежелезобетонного перекрытия.

5. Для учета совместной работы железобетонной плиты и стальной балки в составе пространственной расчетной схемы здания при практических инженерных расчетах был предложен алгоритм, позволяющий выполнить моделирование комбинированного перекрытия в программном комплексе Лира-САПР или его аналоге. Особенностью предложенной модели является возможность учета податливости анкерных упоров при расчете перекрытия с частичным объединением путем введения в расчетную схему КЭ 56. Для настройки параметров данного КЭ были вычислены коэффициенты жёсткости уголковых анкерных упоров на основании экспериментальных данных, полученных в третьей главе. Сравнение результатов численного и ручного расчетов показало, что предложенная модель показала больший прогиб, однако разница составила 11%, что является приемлемым результатом для подобной задачи. Предложенный способ моделирования может быть применен для расчета конструкции как с полным, так и частичным объединением при применении коэффициента надежности, учитывающую погрешность моделирования.

6. Предложенная методика дополнена практическими рекомендациями по конструированию узлов объединения сталежелезобетонного балочного

перекрытия с плитами, устроенными по профилированному настилу марок НС44, Н57, Н60 и Н75 по [18] и уголковыми анкерными упорами, закрепляемыми с помощью дюбелей. Данные рекомендации составлены с учетом опыта изготовления образцов для испытаний по ГОСТ Р 58336 [24], конструктивных требований СП 266.1325800 [62] и рекомендаций производителя упоров [52].

7. Дополнительно рекомендуется дополнить СП 266.1325800 следующими положениями:

а) Дополнить текст стандарта классификацией упоров по гибкости с указанием конкретного критерия податливости. В качестве такого критерия может быть использовано нормативное перемещение двутавра относительно железобетонной плиты, зафиксированное в сдвиговых испытаниях по ГОСТ Р 58336 для конкретного типа упоров. Поскольку стандарты СП 266.1325800 и EN 1994 [104] основаны на схожих расчетных предпосылках, допускается использовать критерий податливости упора  $\delta \geq 6$  мм;

б) Внести корректировки в раздел 9.1.2.1 СП 266.1325800, посвященный определению сдвигового сопротивления анкерных упоров в плитах, устроенных по стальному профнастилу:

– коэффициент  $k_t$ , учитывающий влияние геометрии профилированного настила на несущую способность упора должен иметь область применения, ограниченную настилами с высотой гофры  $h < 80$  мм;

– для гибких анкерных упоров в виде приварных стержней круглого сечения и уголковых упоров, закрепляемых с помощью дюбелей использовать формулу (2.28) для расчёта коэффициента  $k_t$ , поскольку она обеспечивает лучшую сходимость результатов расчета с результатами сдвиговых испытаний по сравнению с принятым в СП 266.1325800 коэффициентом  $k_t$  на 13%.

Стоит отметить, что вопрос корректной методики расчета коэффициента  $k_t$  для профилированных настилов с высотой гофры более 80 мм требует дополнительных исследований вне зависимости от типа анкерного упора.

## Заключение

Основываясь на проведенных экспериментальных и теоретических исследованиях, а также опытных данных, полученных другими авторами, можно сделать следующие выводы о прочности и деформативности уголковых анкерных упоров, используемых в сталежелезобетонных перекрытиях с монолитными железобетонными плитами, устроенными по съемной и несъемной опалубке из стального профилированного настила:

1. Согласно полученным новым экспериментальным данным, уголковые упоры испытывают сложное напряженно-деформируемое состояние, обусловленное особенностями распределения сдвигающих сил по контактной поверхности упоров, их геометрией и свойствами дюбельных соединений. Уголковые упоры в составе сталежелезобетонных перекрытий под воздействием сдвигающих сил в шве объединения испытывают комбинированное воздействие сдвигающих и растягивающих усилий. Величина растягивающей и сдвигающей составляющих зависит от высоты анкерного упора, его ориентации относительно вектора сдвигающих сил и наличия профилированного настила в составе перекрытия.

2. Применение профилированного настила в качестве несъемной опалубки с соотношением ширины гофры к высоте  $b_0/h < 2,35$  в общем случае оказывает негативное влияние на несущую способность и деформативность конструкции объединения: по результатам испытаний отдельных образцов было зафиксировано снижение расчетного сопротивления упоров сдвигу на 21-47% и снижение деформативности на 5-17% по отношению к результатам испытаний упоров в плитах без профилированного настила.

3. Существующая методика расчета сталежелезобетонных перекрытий, приведенная в СП 266.1325800 имеет ряд ограничений, что снижает эффективность использования прочностных свойств материалов при проектировании. По результатам проведенного исследования предложена методика, учитывающая деформативные свойства уголковых упоров, закрепляемых с помощью дюбелей.

Предложенная методика позволяет повысить расчетную несущую способность проектируемых конструкций за счет применения уточненного коэффициента редукции  $k_r$ , учитывающего влияние геометрии профилированного настила на несущую способность упора.

4. В рамках апробации метода испытаний уголковых упоров на сдвиг, предложена методика статистической оценки результатов испытаний.

5. По результатам испытаний предложена конечно-элементная модель фрагмента сталежелезобетонного перекрытия на уголковом анкерном упоре, закрепляемом дюбель-гвоздями, для программного комплекса Ansys Mechanical, позволяющая в дальнейшем заменить сдвиговые испытания численным моделированием.

6. Для инженерных расчетов предложена методика численного моделирования сталежелезобетонного перекрытия в программном комплексе Лира-САПР и разработана программа для ЭВМ, позволяющая выполнить подбор количества уголковых анкерных упоров, требуемых для обеспечения совместной работы частей сталежелезобетонного перекрытия.

### **Перспективы дальнейшей разработки темы**

В ходе исследования были выявлены следующие направления для дальнейшего изучения работы сталежелезобетонных перекрытий с монолитными железобетонными плитами, объединенными уголковыми анкерными упорами и устроенных по несъемной опалубке из стального профилированного настила:

1. Применение гибких анкерных упоров для повышения энергоемкости и живучести сталежелезобетонных балочных перекрытий при динамических нагрузках высокой интенсивности;

2. Сейсмостойкость сталежелезобетонных балочных перекрытий, объединенных гибкими анкерными упорами;

3. Напряженно-деформируемое состояние уголковых упоров в сталежелезобетонных балочных перекрытиях с монолитными плитами, устроенными по профилированному настилу с высотой гофры более 80 мм.



## Список обозначений

### *Коэффициенты, усилия и напряжения поперечном сечении элемента*

- $k_t$  - коэффициент редукции несущей способности анкерных упоров в перекрытии, устроенном по профилированному настилу;
- $M$  - изгибающий момент в комбинированной конструкции;
- $M_b$  - момент в железобетонной плите;
- $M_{pl,Rd}$  - предельно допустимый момент в сталежелезобетонной балке.
- $M_{st}$  - момент в стальной балке;
- $N$  - продольная сила в сечении;
- $N_b$  - продольная сила, воспринимаемая бетоном;
- $N_d$  - растягивающее усилие, приходящееся на 1 дюбель;
- $N_s$  - продольная сила, воспринимаемая сжатой арматурой;
- $N_{st}$  - продольная сила, воспринимаемая стальным сечением комбинированной балки;
- $V_d$  - сдвигающее усилие, приходящееся на 1 дюбель;
- $P_{rd}$  - несущая способность упора на сдвиг;
- $P_{rd}'$  - несущая способность упора на сдвиг в перекрытии с плитами, устроенные по съемной опалубке (без гофр);
- $S_i$  - сдвигающее усилие по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции;

### *Характеристики материалов*

- $E_b$  - начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;
- $R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;
- $R_s$  - расчетное сопротивление арматуры растяжению;
- $R_y$  - расчетное сопротивление стальной балки растяжению;
- $R_{y,d}$  - предел текучести стали профилированного настила;

*Геометрические характеристики*

- $a$  - половина ширины полки двутаврового сечения;
- $b_0$  - ширина гофры профилированного настила, определенная в середине высоты гофры;
- $b_{sl}$  - расчетная ширина железобетонной плиты;
- $b_{st}$  - ширина гофры профилированного настила, определенная в середине высоты гофры;
- $d_{an}$  - диаметр анкерного упора круглого сечения;
- $e$  - расстояние от центра упора до середины высоты стенки гофры с нагружаемой стороны;
- $h$  - высота гофры настила;
- $h_{an}$  - высота анкерного упора;
- $h_{st}$  - высота сечения стальной балки;
- $h_{stb}$  - высота поперечного сечения сталежелезобетонного элемента;
- $n$  - количество анкерных упоров, установленных в одной гофре;
- $s$  - осевое расстояние между анкерными упорами;
- $s_{st}$  - толщина стенки двутавра;
- $t$  - толщина профилированного настила;
- $t_{st}$  - толщина полки двутавра;
- $Z_{b,red}$  - расстояние от центра тяжести бетонного сечения до оси, относительно которой вычисляется изгибающий момент в сечении;
- $Z_{s,red}$  - расстояние от центра тяжести арматуры сечения до оси, относительно которой вычисляется изгибающий момент в сечении;
- $Z_{st,red}$  - расстояние от центра тяжести сечения стальной балки до оси, относительно которой вычисляется изгибающий момент в сечении;
- $A_{an}$  - площадь поперечного сечения анкерного упора круглого сечения;
- $A_b$  - площадь бетона, вовлеченного в совместную работу;
- $A_c$  - площадь разрушения бетонной поверхности анкерным упором;
- $A_{red}$  - площадь сталежелезобетонного сечения;

- $L$  - длина пролета сталежелезобетонного балочного перекрытия;
- $W_{pl,x}$  - пластический момент сопротивления двутаврового сечения.

## Список литературы

1. Айрумян, Э.Л. Оценка жесткости диска из профилированного стального настила в покрытиях одноэтажных промышленных зданий [Текст]: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Айрумян Эдуард Леонович. – М., 1972. – 20 с.
2. Айрумян, Э.Л. Исследования работы монолитной железобетонной плиты по профилированному стальному настилу при поперечном изгибе [Текст] / Э.Л. Айрумян, А.В. Боярский // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – № 10. – С. 30-31.
3. Айрумян, Э.Л. Армирование монолитной железобетонной плиты перекрытия стальным профилированным настилом [Текст] / Э.Л. Айрумян, И.А. Румянцева // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – №4. – С. 25-27.
4. Алмазов, В.О. Проектирование сталежелезобетонных плит перекрытий по Еврокоду 4 и российским рекомендациям [Текст] / В.О. Алмазов, С.Н. Аратюнян // Вестник МГСУ. – 2015. – №8. – С. 51-65.
5. Бактыгулов, К. Прочность и деформативность железобетонных перекрытий по стальному профилированному настилу и сборным прогонам [Текст]: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Бактыгулов Каданбай. – М., 1988. – 280 с.
6. Батте, К.Ю. Численные методы анализа и метод конечных элементов [Текст] / К.Ю. Батте, Е.Д. Вильсон; Пер. с англ, А.С. Алексеева и др.; Под ред. А.Ф. Смирнова, – М.: Стройиздат, 1982. – 447 с. : ил. ; – Перевод изд.: Numerical methods in finite element analysis / K.J. Bathe, E.L. Wilson, 1976. – 3000 экз.
7. Бударин, А.М. Численное моделирование изгибаемых железобетонных элементов с использованием критерия прочности Друкера-Прагера [Текст] / А.М. Бударин, М.В. Плетнев, В.Н. Алехин // Академический вестник УРАЛНИИПРОЕКТ РАСН. – 2018. – Вып. 38. С. 74–77.
8. Бруяка, В.А. Инженерный анализ в Ansys Workbench [Текст]: Учеб. пособ. / В.А Бруяка, В.Г. Фокин, Е.А. Солдусова, Н.А. Глазунова, ИЕ. Адеянов. – Самара: Самар. гос. техн. ун-т, 2010. – 271 с. : ил. – 50 экз. ISBN 978-5-7964-1392-0

9. Васильев, А.П. Железобетон с жесткой арматурой [Текст]: монография / А.П. Васильев. – М.: Стройиздат, 1941. – 124 с.
10. Веревичева, М.А. Исследование процесса разрушения бетонных и сталебетонных конструкций при интенсивных температурных воздействиях [Текст]: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Веревичева Марина Анатольевна. – Харьков, 1998. – 20 с.
11. ВСН 92–63. Технические указания по проектированию сталежелезобетонных пролетных строений [Текст]. Введ. 1963–06–21. – М.: Оргтрасстрой, 1963. – 189 с.
12. Городецкий, А.С. Компьютерные модели конструкций [Текст]. / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров – М.: Издательство АСВ, 2009. – 360 с. - ISBN 978-5-93093-638-4.
13. ГОСТ Р ИСО 2394–2016. Конструкции строительные. Основные принципы надежности [Текст]. Введ. 2017–05–11. – М.: Стандартинформ, 2016. – 66 с.
14. ГОСТ Р ИСО 5725–2-2002. Точность (правильность и прецизионность) методов и результатов измерений. Часть 2. Основной метод определения повторяемости и воспроизводимости стандартного метода измерений [Текст]. Введ. 2002–11–01. – М.: Стандартинформ, 2016. – 51 с.
15. ГОСТ 8267–93. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия (с Изменениями N 1-4) [Текст]. Введ. 1995–01–01. – М.: Стандартинформ, 2018. – 11 с.
16. ГОСТ 10180–2012. Методы определения прочности по контрольным образцам [Текст]. Введ. 2013–07–01. – М.: Стандартинформ, 2018. – 36 с.
17. ГОСТ 18105–2018. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности [Текст]. Введ. 2020–01–01. – М.: Стандартинформ, 2020. – 15 с.
18. ГОСТ 24045–2016. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия [Текст]. Введ. 2017–04–01. – М.: Стандартинформ, 2016. – 28 с.
19. ГОСТ 27751–2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения [Текст]. Введ. 2015–07–01. – М.: Стандартинформ, 2016. – 16 с.

20. ГОСТ Р 50779.21–2021. Статистические методы. Правила определения и методы расчета статистических характеристик по выборочным данным [Текст]. Введ. 2022–01–01. – М.: Стандартиформ, 2022. – 43 с.
21. ГОСТ Р 52544–2006. Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия [Текст]. Введ. 2007–01–01. – М.: Стандартиформ, 2007. – 20 с.
22. ГОСТ Р 55738–2013. Шпильки и керамические кольца для сварки [Текст]. Введ. 2020–01–01. – М.: Стандартиформ, 2014. – 50 с.
23. ГОСТ Р 57837–2017. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия (с Поправкой, с Изменением N 1) [Текст]. Введ. 2018–05–01. – М.: Стандартиформ, 2019. – 32 с.
24. ГОСТ Р 58336–2018. Упоры уголкового анкерные. Методы испытаний [Текст]. Введ. 2019–07–01. – М.: Стандартиформ, 2019. – 25 с.
25. Добрянский, И.М. Огнестойкость сталебетонных балок с внешним полосовым армированием [Текст]: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01/ Добрянский Иван Михайлович. – Львов, 1991. – 170 с.
26. Жулидов, В.Л. Монолитные железобетонные плиты перекрытий со стальным профилированным настилом при действии местной сосредоточенной нагрузки [Текст]: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Жулидов Виктор Леонидович. – Свердловск, 1990. – 241 с.
27. Замалиев, Ф.С. Оценка малоциклового выносливости сталежелезобетонных ребристых конструкций [Текст] / Ф.С. Замалиев. // Наукоедение. – 2014. – №5 (24), – С. 1-12.
28. Замалиев, Ф.С. Прочность и деформативность сталежелезобетонных изгибаемых конструкций гражданских зданий при различных видах нагружения [Текст]: дис. ... док. тех. наук: 05.23.01 / Замалиев Фарит Сахапович. – Казань. 2013. – 379 с.

29. Замалиев, Ф.С. К оценке прочности анкерных связей сталежелезобетонных конструкций [Текст] / Ф.С. Замалиев. // Известия КГАСУ. – 2015. – №1(31). – С. 80-85.
30. Замалиев, Ф.С. Натурные испытания и численные эксперименты сталежелезобетонного перекрытия [Текст] / Ф.С. Замалиев, В.А. Морозов // Вестник МГСУ. – 2015. – №11. – С. 58-67. DOI: 10.22227/1997-0935.2015.11.58-67
31. Замалиев, Ф.С. Расчетно-экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций [Текст] / Ф.С. Замалиев, В.В. Филиппов. // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – №7. – С. 29-36.
32. Карапетов, Э.С. Анализ существующих способов включения стали и железобетона в совместную работу [Текст] / Э.С. Карапетов, А.В. Атанов. // Общетехнические задачи и пути их решения, – 2018. – №4. – С. 592-604.
33. Карповский, М.Г. Совместная работа балок с плитами перекрытия, армированными профилированным стальным настилом [Текст]: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Карповский Михаил Григорьевич. – М., 1984. – 159 с.
34. Кваша, А.А. Монолитные железобетонные плиты с внешней арматурой из стального профилированного настила с анкерующими рифами [Текст]: дис. ... канд. тех. наук : 05.23.01 / Кваша Анатолий Андреевич. – Челябинск, 1990. – 199 с.
35. Клименко, Ф.Е. Обычное и напрягаемое внешнее полосовое армирование сталебетонных балочных элементов и опытное их применение [Текст]: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Клименко Федор Елисеевич. – М., 1979. – 48 с.
36. Кодыш, Э.Н. Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения [Текст] / Э.Н. Кодыш, Н.Н. Трекин, Д.А. Чесноков. // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 6. – С. 8-13.
37. Конин, Д.В. Оценка результатов испытания уголкового анкерного упора на сдвиговое воздействие [Текст] / Д.В. Конин, А.С. Крылов, Д.А. Чесноков // Строительная механика и расчет сооружений, – 2021. – №3. – С. 16-26.
38. Кривцов, Ю.В. Расчет огнестойкости сталебетонных перекрытий с тонкослойной огнезащитой [Текст] / Ю.В. Кривцов, В.В. Пивоваров, В.В. Петров.

// Актуальные проблемы пожарной безопасности. материалы XXVIII международной научно-практической конференции. – 2016. – С. 395-404.

39. Крылов, А.С. Численные расчеты сталежелезобетонных балок с учетом контактного взаимодействия стального сердечника с бетоном [Текст] / А.С. Крылов // Вестник ТГАСУ, – 2019. – Т.21 №2. – С. 175-184.

40. Марков, Б.П. Исследование условий совместной работы железобетонной плиты с металлическими сплошными балками [Текст] // Труды Новосибирского института инженеров железнодорожного транспорта / Б.П. Марков. – Новосибирск, 1958. – 123 с.

41. Мартынов, Ю.С. Исследование стальных ферм при включении в работу системы железобетонного кровельного настила [Текст]: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.00.00 / Мартынов Юрий Семенович. – Минск, 1970, – 28 с.

42. Мартынов, Ю.С. Расчет монолитных плит с арматурой из стального профилированного настила [Текст] / Ю.С. Мартынов, В.Б. Сергеев // Бетон и железобетон. – 1988. – №2. – 46 с.

43. Мирсаяпов, И.Т. Экспериментальное исследование податливости контакта слоев сталежелезобетонных конструкций при малоцикловых нагружениях [Текст] / И.Т. Мирсаяпов, Ф.С. Замалиев, Э.Ф. Замалиев // Вестник МГСУ. – 2011 – №2. – С. 163-168.

44. Многоэтажные коммерческие здания [Текст]: пособие – М.: Ассоциация развития стального строительства, 2018. – 25 с. –1000 экз.

45. Мосалков, И.Л. Огнестойкость строительных конструкций [Текст] / И.Л. Мосалков, Г.Ф. Плюсниа, А.Ю.Фролов. – М.: Спецтехника, 2001. – 480 с.

46. Оуэн, Д. Б. Сборник статистических таблиц [Текст] / Обработка таблиц Л. С. Барк ; Пер. с англ. Л. Н. Большева и В. Ф. Котельниковой ; АН СССР. Матем. ин-т им. В. А. Стеклова. Вычислит. центр. - Москва : [б. и.], 1966. - IX, 586 с. : граф.; 27 см.

47. Пат. GB633014A США. Welding stud [Текст] / Ted Nelson; опубл. 23.07.1947. – 5 с. : ил.



48. Пронин, Д.Г. Проблемы применения стальных и железобетонных несущих конструкций высотных зданий с точки зрения их огнестойкости [Текст] / Д.Г. Пронин, Д.В. Конин. // Пожаровзрывоопасность, – 2018. – №1. – С. 50-57.
49. Рекомендации по применению стального профилированного настила в качестве неизвлекаемой опалубки и арматуры монолитных железобетонных перекрытий, в том числе при действии местной сосредоточенной нагрузки. – Свердловск: УЭМИИТ, 1984. – 34 с.
50. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом [Текст]. – М.: Стройиздат, 1987. – 37 с.
51. Рихтер Д.А. Проектирование сталежелезобетонных перекрытий по стальному профилированному настилу с применением анкерных упоров Hilti X-NVB [Текст] / Д.А. Рихтер, А.А. Иовенко, М.Н. Ершов // Технология и организация строительного производства. – 2013. – №4(5). – С. 17-22.
52. Руководство по технологии прямого монтажа Hilti [Текст]: каталог. – М., 2020. – 399 с.
53. Руководство по устройству сталежелезобетонных перекрытий Tecparia [Текст]: каталог. – Бассано-дель-Граппа, 2016. – 9 с.
54. Санников, И.В. Исследование монолитных железобетонных неразрезных плит с листовой гофрированной арматурой [Текст]: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01/Санников Игорь Валентинович. – Киев, 1981. – 152 с.
55. СНиП 2–21–75. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. Введ. 1975–11–24. – М.: Госстрой СССР, 1976. – 89 с.
56. СП 2.13130.2020. Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты [Текст]. Введ. 2020–09–12. – М.: Стандартинформ, 2012. – 43 с.
57. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* [Текст]. Введ. 2017–08–28. – М.: Минстрой России, 2017. – 148 с.
58. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия [Текст]. Введ. 2017–06–04. – М.: ФГБУ "РСТ", 2022. – 95 с.

59. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84\* (с Изменениями N 1, 2) [Текст]. Введ. 2011–05–20. – М.: Минрегион России, 2010. – 346 с.
60. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52–01–2003 [Текст]. Введ. 2019–06–20. – М.: Стандартинформ, 2019. – 124 с.
61. СП 260.1325800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутого оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования (с Изменением N 1, 2) [Текст]. Введ. 2017–06–04. – М.: Стандартинформ, 2021. – 124 с.
62. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования (с Изменением N 1, 2) [Текст]. Введ. 2017–07–01. – М.: Стандартинформ, 2021. – 106 с.
63. СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования (с Изменением N 1, 2) [Текст]. Введ. 2017–12–01. – М.: Стандартинформ, 2021. – 167 с.
64. СТО 0047–2005. Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу [Текст]. Введ. 2005–05–10. – М.: ЦНИИПСК им. Мельникова, 2005. – 71 с.
65. СТО 0062–2009. Упоры анкерные стержневые системы КОСО и технология их приварки к стальным балкам монолитных сталежелезобетонных перекрытий и закладным пластинам. Технические требования [Текст]. Введ. 2009–01–22. – М.: ЦНИИПСК им. Мельникова, 2009. – 28 с.
66. СТО 44416204–010–2010. Крепления анкерные. Метод определения несущей способности по результатам натурных испытаний [Текст]. Введ. 2010–12–01. – М.: ФГУ «ФЦС», 2011. – 17 с.
67. СТО 57398459–18–2006. Профили стальные листовые гнутые для строительства [Текст]. Введ. 2006–03–28. – М.: Группа предприятий «Стальные конструкции», 2006. – 76 с.

68. СТО АРСС 11251254.001–2016. Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования [Текст]. Введ. 2016–10–19. – М.: Ассоциация «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства», 2016. – 135 с.
69. СТО АРСС 11251254.001–018–03. Проектирование огнезащиты несущих стальных конструкций с применением различных типов облицовок (ВНПБ 73–18) [Текст]. Введ. 2018–08–30. – М.: Ассоциация «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства», 2018. – 72 с.
70. СТО АРСС 11251254.001–018–4. Руководство по проектированию сталежелезобетонных конструкций (в развитие СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные Правила проектирования») [Текст]. Введ. 2018–11–01. – М.: ЦНИИПСК им. Мельникова, 2018. – 106 с.
71. Стрелецкий, Н.Н. Сталежелезобетонные мосты: монография / Н.Н. Стрелецкий. – М.: Транспорт, 1965. – 376 с. : ил.; ISBN (В пер.)
72. Стрелецкий, Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов / Н.Н. Стрелецкий. – М.: Транспорт, 1981. – 360 с. : ил.; 22 см.; ISBN (В пер.)
73. Тамразян, А.Г. К оценке надежности сталежелезобетонных плит перекрытий с профилированными настилами [Текст] / А.Г. Тамразян, С.Н. Арутюнян // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – №6 (53). – С. 52-57.
74. Тамразян, А.Г. Reduce of bearing strength of the bent reinforce-concrete elements on a sloping section with the corrosive damage of transversal armature [Текст] / А.Г. Тамразян, Д. Попопов // MATEC Web of Conferences. – 2017 –№117, – С.6. 00162 (2017) DOI: 10.1051/matecconf/20171170016
75. Тонких, Г.П. Огнестойкость конструкции, обеспечивающей сдвиговое соединение сталежелезобетонных балок [Текст] / Г.П. Тонких, Д.А. Чесноков // Безопасность зданий и сооружений. – 2020. – №6(92). – С. 59-65.
76. Тонких, Г.П. Behavior investigation of powder actuated shear connectors in composite beams with profiled sheeting [Текст] / Г.П. Тонких, Д.А. Чесноков // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering – 2021. №1070 012104. – С. 10. doi:10.1088/1757-899X/1070/1/012104

77. Тонких, Г.П. Экспериментальное исследование сдвигового соединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий на уголковых анкерных упорах [Текст] / Г.П. Тонких, Д.А. Чесноков // Вестник МГСУ. – 2021 – №2. – С. 144-152. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.144-152
78. Тонких, Г.П. Влияние податливости анкерных упоров на сейсмостойкость сталежелезобетонного перекрытия [Текст] / Г.П. Тонких, Д.А. Чесноков // Сейсмостойкое строительство. – 2021. – №4. – С. 28-35.
79. Тонких, Г.П. Design Of Composite Beams With Concreted Slabs On Steel Metal Deck [Текст] / Г.П. Тонких, Д.А. Чесноков // Proceedings of the II Scientific Conference “Modelling and Methods of Structural Analysis” AIP Conf. Proc. 2497, 020006, 2023. С. 12.
80. Тонких, Г.П. Расчет сдвигового сопротивления уголковых анкерных упоров в плитах сталежелезобетонных перекрытий, устроенных по профилированному настилу [Текст] / Г.П. Тонких, Д.А. Чесноков // Промышленное и гражданское строительство. – 2022. – №7. – С. 17-23.
81. Травуш, В.И. Прочность железобетонных балок с жесткой арматурой из высокопрочного бетона [Текст] / В.И. Травуш, Д.В. Конин, А.С. Крылов // Инженерно-строительный журнал. – 2018. – № 3(79). – С. 36–44.
82. Туснин, А.Р. Конструкция и работа сталежелезобетонного перекрытия с использованием сборных пустотных железобетонных плит [Текст] / А.Р. Туснин, А.А. Коляго // Современная наука и инновации. – 2016. – №3 – С. 141-147.
83. Туснин, А.Р. Сталежелезобетонные перекрытия с использованием гнутых стальных профилей [Текст] / А.Р. Туснин, Т.И. Ахрамочкина // Промышленное и гражданское строительство. – 2020. – №5. – С. 10-14. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.05.10-14.
84. Фаттахова, А.И. Влияние горизонтальных нагрузок на работу стад-болтов в комбинированных плитах перекрытия [Текст] / А.И. Фаттахова // Вестник МГСУ. – 2020. – №1. – С. 31-42. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.1.31-42
85. Файзуллин, А.М. Сравнительный анализ некоторых способов моделирования болтовых соединений тонкостенных деталей автомобильных конструкций [Текст]

/ А.М. Файзуллин, А.С. Сергеев, Ю.В. Садчиков, И.Ф. Гумеров // Вестник Казанского Государственного Технического Университета им. А.Н. Туполева. – 2015. – Том: 71, №3. – С. 75-81.

86. Хаютин, Е.И. Исследование сталежелезобетонных балок перекрытий двухэтажных производственных зданий [Текст]: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01/Хаютин Ефим Исаакович. – Минск, 1981. – 271 с.

87. Хечумов, Р.А. Применение метода конечных элементов к расчету конструкций / Р.А. Хечумов, Х. Кешплер, В.И. Прокопьев. – М.: Издательство АСВ, 1994 г. – 350 с.

88. Чернышева, Е.В. Несущая способность сталебетонных плит, опертых по полигональному контуру [Текст]: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Чернышева Елена Владимировна. – Белгород, 2002. – 131 с.

89. Чесноков, Д.А. Применение анкерных упоров в сталежелезобетонных плитах [Текст] / Д.А. Чесноков, М.С. Плуталов // Сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры НИУ МГСУ. – 2020. – С. 329-331.

90. Шорохов, Г.Г. Анализ работы стыков на закладных деталях при сдвиге панелей. Сейсмостойкость крупнопанельных и каменных зданий. Труды ЦНИИСК [Текст] / Г.Г. Шорохов. – М.: Стройиздат, 1967. С. 119-125.

91. Albarram, A. Effect of Rib Geometry in Steel–Concrete Composite Beams with Deep Profiled Sheeting [Текст] / A. Albarram, J. Qureshi, A. Abbas // International Journal of Steel Structures. – 2020. – №20(3). – С. 931–953. <https://doi.org/10.1007/s13296-020-00333-5>

92. An Nhien Truong Numerical modelling of power-actuated fastener connections joining high-strength steel sheet to mild steel plate subjected to monotonic shear [Текст] / An Nhien Truong, Cao Hung Pham // Thin-Walled Structures. – 2021. – Vol.165. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.107950>

93. ANSI/AISC 360–10. Specification for Structural Steel Buildings [Текст]. Введ. 2010–06–22. – Чикаго: American Institute of Steel Construction, 2016. – 680 с.

94. AS/NZS 2327:2017. Composite steel-concrete construction in buildings [Текст]. Введ. 2017–12–10. – Сидней: SAI Global Limited., 2017. – 272 с.
95. Behavior of Hilti connectors using formed steel deck: report / Crinsel M., Thurner E. – Лозанна: Политехнический университет, 1988. – 36 с.
96. Bouchair, A. Modelling of the steel-concrete push-out test [Текст] / A. Bouchair, J. Bujnak, P. Duratna, A. Lachal // Procedia Engineering. – 2012. – №40. – С.102-107.
97. Bryson, J.O. Surface Condition Effect on Bond Strength of steel beams embedded in concrete [Текст] / J.O. Bryson, R.G. Mathey // ASCI Journal, – 1962. – №3. – С. 397-406.
98. BS 5950–1:2000. Structural use of steelwork in building. Code of practice for design. Rolled and welded sections [Текст]. Введ. 2001–08–15. – Лондон: BSI, 2007. – 224 с.
99. Bursi, O.S. Behaviour of composite substructures with full and partial shear connection under quasi-static cyclic and pseudo-dynamic displacements [Текст] / O. S. Bursi, G. Gramola // Materials and Structures. – 2000. – Vol. 33. – С.154-163.
100. Chinn, J. Pushout Tests on Lightweight Composite Slabs [Текст] / J. Chinn // Engineering Journal AISC. –1965. – № 4. – С. 129-134.
101. CSSBI Standard for Composite Steel Deck [Текст]. Введ. 2017–08–01. – Онтарио: Канадский институт стального строительства, 2017. – 50 с.
102. Driscoll, G.G. Research on Composite Design at Lehigh University [Текст] / G.G. Driscoll, R.G. Slutter // Материалы инженерной конференции. - Чикаго: American Institute of Steel Construction, – 1961. – С. 18-24.
103. Eggert, F. Einfluss der Verdübelung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit und ohne Profilblech [Текст]: дисс. ... док. наук.: Eggert Florian. – Штутгарт, 2019. – 404 с.
104. EN 1994–1. Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings [Текст]. Введ. 2005–03–31. – Брюссель: CEN, 2004. – 120 с.
105. ETA–15/0876–2016. Nailed Shear Connector X-HVB [Текст]. Введ. 2016–06–03. – Берлин: Немецкий институт строительной техники. – 26 с.

106. Ernst, S. Correlation of Beam Tests with Pushout Tests in Steel-Concrete Composite Beams [Текст] / S. Ernst, Q. Russell, A. Wheeler // Journal of structural engineering. – 2010. – №136(2). – С. 183-192. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2010)136:2(183)
107. Eslami, M. Seismic behavior of composite beam connected to HSS column with large width-to-thickness ratio [Текст] / Eslami Mohammadreza, Hisashi Namba, Venkatesh Kodur, Mustafa Mahamid, Mohamed Ali Morovat. // Engineering Structures. –2019. – №183. – С. 423-442. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.12.084
108. Fisher, J.W. Design of Composite Beams with Formed Metal Deck [Текст] / J.W. Fisher // Engineering Journal AISC. – 1970. – №7(3). – С. 88-96.
109. García, A.R. Design of composite beams using light steel sections [Текст] / Aida Roder García. – Мадрид, 2004. – 115 с.
110. Gluhović, N. Behaviour of shear connections realised by connectors fastened with cartridge red pins [Текст]: дисс. ... док. наук: Gluhović Nina. – Белград, 2019. – 237 с.
111. Grant, J.A. Composite Beams with Formed Steel Deck [Текст] / J.A. Grant, J.W. Fisher, R.G. Slutter // Engineering Journal AISC. – 1977. – №14(1). – С. 24-43.
112. Hawkins, N. Seismic response of composite shear connections [Текст] / N. Hawkins, D. Mitchell // Journal Structural Engineering – 1984. – №110. – С. 72-83.
113. Hedao, N. Composite Concrete Slabs with Profiled Steel Decking: Comparison Between Experimental and Simulation Study [Текст] / N. Hedao, N. Raut, L. Gupta // American Journal of Civil Engineering –2015. – №3(5) – С. 157-169
114. Henderson, I.E.J. Dynamic behavior of steel–concrete composite beams with different types of shear connectors [Текст] / I.E.J. Henderson, X.Q. Zhu, B. Uya, O. Mirza // Engineering Structures – 2015. – №103. –С. 298–307.
115. Hicks, S.J. The performance of through-deck welded stud connectors in full-scale composite beams [Текст] / S.J. Hicks // Conference: Eighth Pacific Structural Steel Conference At: Wairakei, New Zealand – 2007. – Vol. 1. – 9 с.

116. Hicks, S.J. Development of a new push test for Eurocode 4 (LAC17.I) [Текст] / S.J. Hicks, C. Odenbreit // Conference: Composite construction in steel and concrete VIII, American Institute of Steel Construction. – 2017. – 13 с.
117. Hilti nailed shear connector X-HVB: report / Eggert F. – Штутгарт: университет, 2016, – 47 с.
118. Jayas, B. Behavior of heated studs in composite beams: full-size tests [Текст] / B. Jayas, M. Hosain // Canadian Journal of Civil Engineering, – 1989. – №1139/189-106. – С. 712-724.
119. Johnson, R.P. Resistance of Stud Shear Connectors in Troughs of Profiled Sheeting: research report CE 55 [Текст] / – Уорвик: University of Warwick, – 1997. – 210 с.
120. JSCE Standard Specifications for Steel and Composite Structures [Текст]. Введ. 2009–12–01. – Токио: Японское общество гражданских инженеров, 2009. – 331 с.
121. Konrad, M. Structural behaviour of headed studs with trapezoidal profiled sheeting: дисс. ... док. наук: Konrad Matthias. – Штутгарт, 2011. – 246 с.
122. Kostic, S.M. Bending Resistance of Composite Sections with Nonductile Shear Connectors and Partial Shear Connection [Текст] / S. M. Kostic, B. Deretic-Stojanovic // Hindawi. Advances in Civil Engineering, – 2018. – Vol. 2018, – 14 с. DOI:10.1155/2018/5350315
123. Lawson, R.M. Shear Connection in Composite Beams [Текст] / R.M. Lawson // Composite Construction in Steel and Concrete II. - Нью-Йорк: American Society of Civil Engineers. – 1992. – С. 81-97.
124. Lingzhu, C. An experimental study on the behavior and design of shear connectors embedded in solid slabs at elevated temperatures [Текст] / C. Lingzhu, R. Gianluca, J. Shouchao, T. Faham, L. Guoqiang // Journal of Constructional Steel Research – 2015. – №106. – С. 57–66.
125. Lloyd, R.M. Shear Connection Between Composite Slabs and Steel Beams / R.M. Lloyd, H.D. Wright // J. Construct. Steel Research. – 1990. – №15(2). – С. 255-285.
126. Lu, Le-Wu Recent research on composite structures for building and bridge applications [Текст] / Lu Le-Wu, R.G.Slutter, G.Roger, Ben T. Yen // Материалы



- инженерной конференции. - СияТЛ: U.S.-Japan Joint Seminar on Composite in Mixed Construction, U. of WA (Fritz Laboratory Reports). –1984. – С. 22-69.
127. Lungershausen, H. Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln [Текст]: Mitteilung №88-7. – Bochum: Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität, 1988. – 63 с.
128. Mainstone, R.J. Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Beams for Bridges / R.J. Mainstone, J.B. Menzies // Concrete, Vol. 1. – 1967. – №9. – С. 291-302.
129. Mirza, O. Experimental studies on the behavior of headed stud shear connectors for composite steel concrete beams under elevated temperatures [Текст] / O. Mirza, B. Uy, S. Krezo. // Advances in Steel and Aluminum Structures. – 2011. – С. 467–473.
130. Mottram, J.T. Push Tests on Studs Welded Through Profiled Steel Sheeting [Текст] / J.T. Mottram, R.P. Johnson // The Structural Engineer – 1990. – №68(10). – С. 187-193.
131. Naithani, K.C. Behavior of shear connectors under dynamic loads [Текст] / K.C. Naithani, V.K. Gupta, A.D. Gadh // Materials and Structures. – 1988. – №21. – С.359-363.
132. Nellinger, S. Influence of transverse loading onto push-out tests with deep steel decking [Текст] / S. Nellinger, Ch. R. Odenbreit, Obiala, M. Lawson // Journal of Constructional Steel Research. – 2017. – №128. – С. 335–353.
133. New types of shear connectors with powder-actuated fasteners: report / Fontana M., Bärtschi R. – Цюрих: Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology, 2002. – 89 с.
134. Ollgaard, J.G. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete [Текст] / J.G. Ollgaard, R.G. Slutter, J.W. Fisher // Journal of ACI Structural. – 1970. – №8. – С. 55-64.
135. Pavlović, M. Resistance of bolted shear connectors in prefabricated steel-concrete composite decks [Текст]: дисс. ... док. наук: Pavlović Marko. – Белград, 2013. – 255 с.
136. Peleska, K. Sprazeni ocelobetonovych konstrukci kotvami HVБ [Текст]: дисс. ... док. наук.: Peleska Karel. – Прага, 1998. – 252 с.

137. Peleska, K. Partial connection of steel and concrete composite beams with shear connectors [Текст] / K. Peleska // Proceeding of the Conference Eurosteel, Прага. – 1999. – С. 577-580.
138. Push-out, HVB 95/125/140 et toles profiles: report ICOM 663-3F / Crisinel M. – Лозанна: Политехнический университет, 1995. – 55 с.
139. Queiroz, F.D. Finite element modelling of composite beams with full and partial shear connection [Текст] / F.D. Queiroz, P.C.G.S. Vellasco, D.A. Nethercot // Journal of construction steel research. – 2007. – №63. – С. 505-521
140. Rambo-Roddenberry, M.D. Behavior and strength of welded stud shear connectors [Текст]: дисс. ... док. наук.: Rambo-Roddenberry Michelle Deanna – Блэксбург, Вирджиния, 2002. – 267 с.
141. Reininger, L. Tragfähigkeitsuntersuchungen an Verbundquerschnitten mit Hilti X-HVB Schenkeldübeln [Текст]: дисс. ... магистр.: Reininger Lucas – Штутгарт, 2015. – 222 с.
142. Statistical analysis of push-out tests on stud connectors in composite steel and concrete structures, Part 2: Solid Concrete Slabs: TNO report BI-91-163 [Текст] / Stark J.W.B., Van Hove B.W. – Делфт, Нидерланды: University of Technology, 1991. – 196 с.
143. The behavior and strength of steel-concrete connection using HVB shear connectors: report [Текст] / Badoux J.C. – Лозанна: Политехнический университет, 1989. – 33 с.
144. Tschemmerneg, F. Zur Bemessung von Schenkenldübeln, eines neuen Dübels für Verbundkonstruktionen im Hochbau [Текст] / F. Tschemmerneg // Bauingenieur. – 1985. – №60. – С. 351-360
145. Viest, I.M. Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams [Текст] / I.M. Viest // Journal of the American Concrete Institute, Vol. 27. – 1956. – №8, – С. 875-891.
146. Zhang, S. Behaviour and Design of Hilti X-HVB Shear Connectors in Composite Beams [Текст] / S. Zhang, X. Xie. – Harbin: School of Engineering, Harbin Institute of Technology, 2003. – 126 с.

147. Zona, A. Nonlinear Seismic Response Analysis of Steel–Concrete Composite Frames [Текст] / A. Zona, M. Barbato, J.P. Conte // Journal of Structural Engineering. – 2008. – №134. – С.986-997. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:6(986)

**Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ**

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

**СВИДЕТЕЛЬСТВО**

о государственной регистрации программы для ЭВМ

**№ 2022669022****Программа для расчета сдвигающих усилий в шве  
объединения сталежелезобетонной балки «СТЖБ-1»****Правообладатель: Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
"Национальный исследовательский Московский  
государственный строительный университет" (НИУ  
МГСУ) (RU)****Автор(ы): Чесноков Денис Александрович (RU)**Заявка № **2022668381**Дата поступления **07 октября 2022 г.**

Дата государственной регистрации

в Реестре программ для ЭВМ **14 октября 2022 г.****Руководитель Федеральной службы  
по интеллектуальной собственности****Ю.С. Зубов**

**Справка о внедрении результатов диссертационной работы**

Исх. № 230ТМ/20 от 10.01.2023 г.

По месту требования

**СПРАВКА**

**О внедрении результатов диссертационной работы Чеснокова Д.А. на тему  
«Прочность и деформативность угловых анкерных упоров в монолитных  
сталежелезобетонных перекрытиях»**

Результаты экспериментальных исследований напряженно-деформируемого состояния угловых анкерных упоров в составе сталежелезобетонных балочных перекрытий, полученные Чесноковым Денисом Александровичем, были использованы для разработки Технических условий компании АО «Хилти Дистрибьюшн ЛТД» ТУ 25.94.12-024-17523759-2022 «Упоры угловые анкерные Hilti X-HVB», предназначенных для специалистов, осуществляющих расчет и проектирование комбинированных перекрытий для объектов промышленного и гражданского строительства.

Решетцев М.А.  
Генеральный директор  
АО «Хилти Дистрибьюшн ЛТД»

10.01.2023



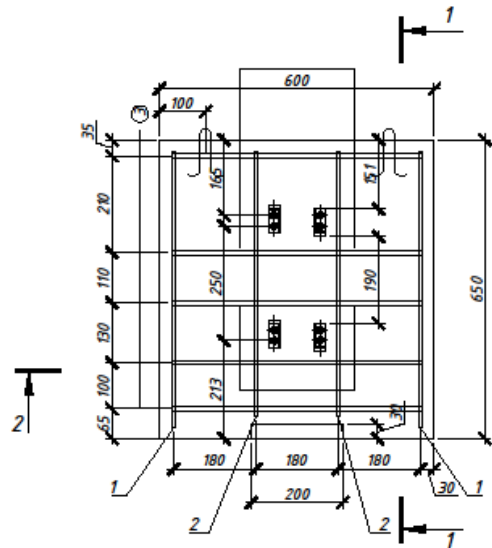
Hilti Distribution Ltd.  
Россия 141402  
Московская область

г. Химки, ул. Ленинградская стр. 25  
Бизнес-центр «Мебе One Khimik Plaza»  
Т 8 800 700 52 52 | Ф 8 800 700 52 53  
E Russia@hilti.com | www.hilti.ru

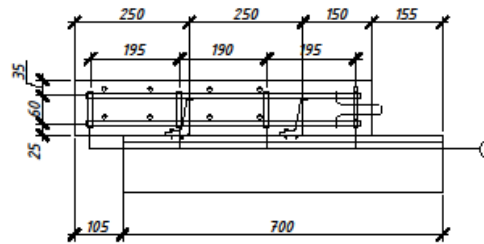




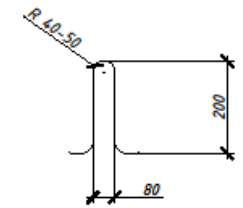
X-HVB 95



Разрез 1-1

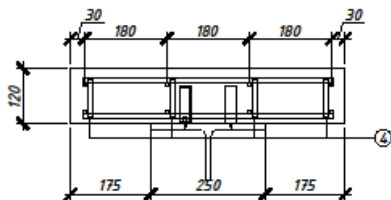


Эскизный чертеж закладных петель



Арматура класса АI, φ10

Разрез 2-2



Спецификация					
Поз.	φ	Эскиз	Длина мм	Вес, кг	Кол-во
1	10		600	0,37	4
2	10		570	0,36	4
3	10		550	0,34	10
4	10		80	0,05	16

Бетон - Класс В25  
Арматура А500

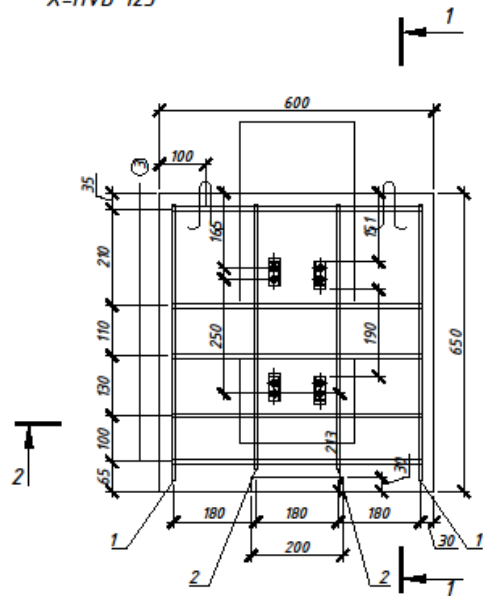
Примечания:

1. В качестве заполнителя для бетона следует применять гранитный щебень по ГОСТ 8267, крупностью 5 - 20 мм.
2. Бетон должен быть изготовлен с водоцементным отношением не более 0,75, при этом расход цемента должен составлять не менее 240 кг/м<sup>3</sup>.
3. Допускается смещение арматурных стержней относительно проектного положения для исключения контакта арматуры с уголковыми упорами. Минимальное расстояние между стержнем и упором должно быть не менее 30 мм.

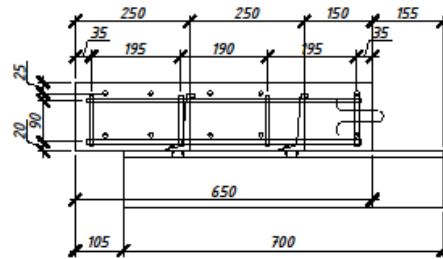
Согласовано	
Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

						X-120P		
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата			
Разработал	Чесноков Д.					Стадия	Лист	Листов
Проверил	Тонких Г.П.					P		

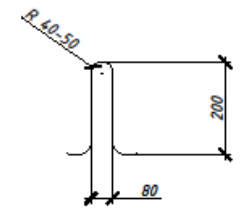
X-HVB 125



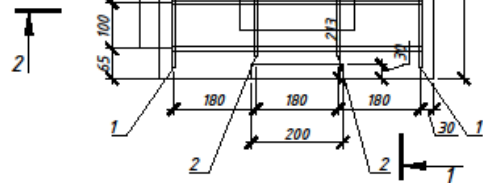
Разрез 1-1



Эскизный чертеж закладных петель



Арматура класса АІ, φ10



Разрез 2-2

Спецификация

Поз.	φ	Эскиз	Длина мм	Вес, кг	Кол-во
1	10		600	0,37	4
2	10		570	0,36	4
3	10		550	0,34	10
4	10		110	0,05	16

Бетон - Класс В25  
Арматура А500

Примечания:

1. В качестве заполнителя для бетона следует применять гранитный щебень по ГОСТ 8267, крупностью 5 - 20 мм.
2. Бетон должен быть изготовлен с водоцементным отношением не более 0,75, при этом расход цемента должен составлять не менее 240 кг/м<sup>3</sup>
3. Допускается смещение арматурных стержней относительно проектного положения для исключения контакта арматуры с угловыми упорами. Минимальное расстояние между стержнем и упором должно быть не менее 30 мм

X-150P

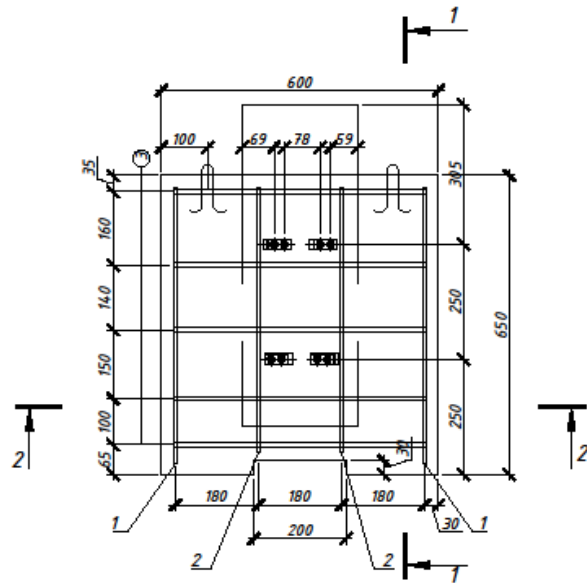
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Статус	Лист	Листов
Разработал	Чесноков Д.					Р		
Проверил	Тонких Г.П.							

Согласовано	
Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

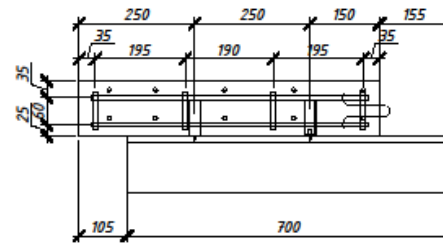




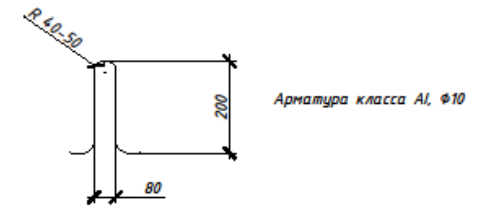
X-HVB 95



Разрез 1-1

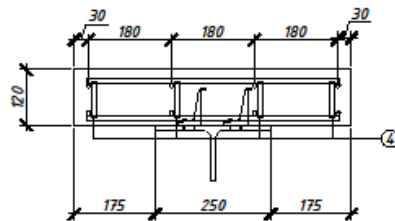


Эскизный чертёж закладных петель



Арматура класса АІ,  $\Phi 10$

Разрез 2-2



Спецификация

Поз.	$\Phi$	Эскиз	Длина мм	Вес, кг	Кол-во
1	10		600	0,37	4
2	10		570	0,36	4
3	10		550	0,34	10
4	10		80	0,05	16

Бетон - Класс В25  
Арматура А500

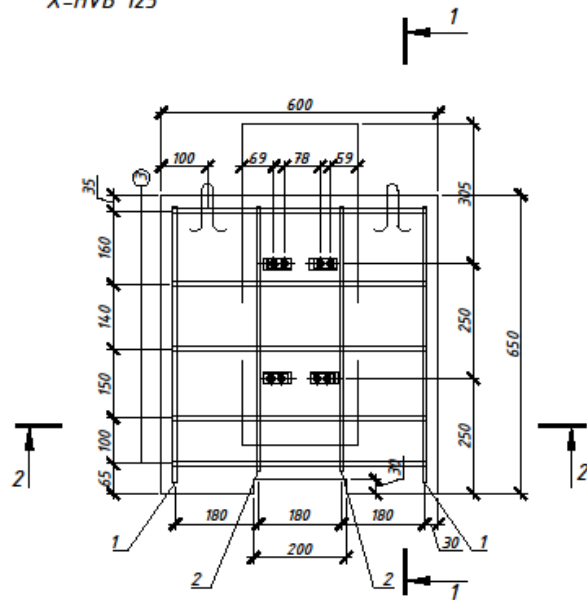
Примечания:

1. В качестве заполнителя для бетона следует применять гранитный щебень по ГОСТ 8267, крупностью 5 - 20 мм.
2. Бетон должен быть изготовлен с водоцементным отношением не более 0,75, при этом расход цемента должен составлять не менее 240 кг/м<sup>3</sup>.
3. Допускается смещение арматурных стержней относительно проектного положения для исключения контакта арматуры с уголковыми упорами. Минимальное расстояние между стержнем и упором должно быть не менее 30 мм.

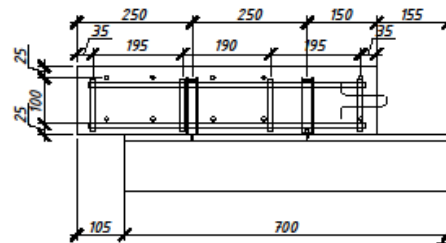
X-120T

Изм.	Колуч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Чесноков Д.							
Проверил	Танких Г.П.							

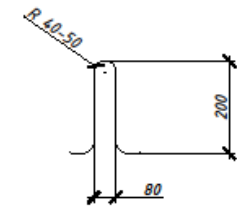
X-HVB 125



Разрез 1-1

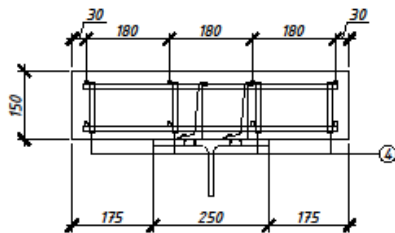


Эскизный чертеж закладных петель



Арматура класса АІ, φ10

Разрез 2-2



Спецификация

Поз.	φ	Эскиз	Длина мм	Вес, кг	Кол-во
1	10		600	0,37	4
2	10		570	0,36	4
3	10		550	0,34	10
4	10		110	0,05	16

Бетон - Класс В25  
Арматура А500

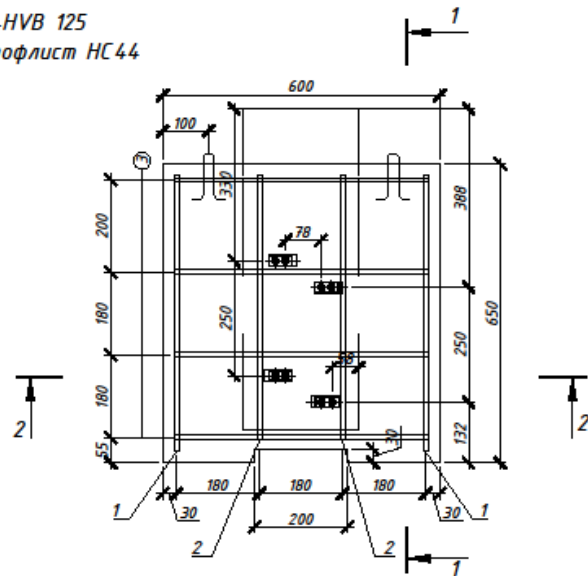
Примечания:

1. В качестве заполнителя для бетона следует применять гранитный щебень по ГОСТ 8267, крупностью 5 - 20 мм.
2. Бетон должен быть изготовлен с водоцементным отношением не более 0,75, при этом расход цемента должен составлять не менее 240 кг/м<sup>3</sup>
3. Допускается смещение арматурных стержней относительно проектного положения для исключения контакта арматуры с уголковыми упорами. Минимальное расстояние между стержнем и упором должно быть не менее 30 мм

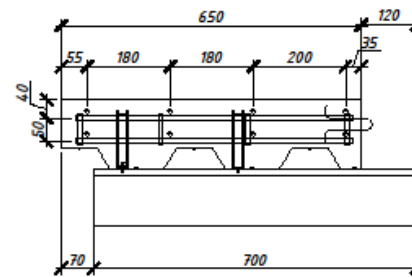
X-150T

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Чесноков Д.							
Проверил	Танких Г.П.							

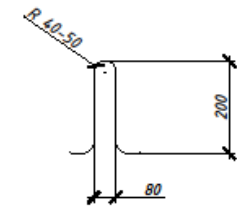
X-HVB 125  
Профлист НС44



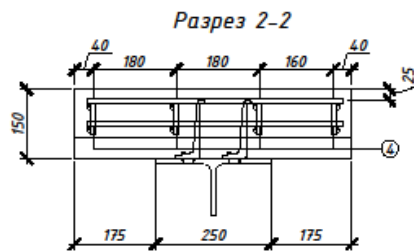
Разрез 1-1



Эскизный чертёж закладных петель



Арматура класса АІ,  $\phi 10$



Спецификация

Поз.	$\phi$	Эскиз	Длина мм	Вес, кг	Кол-во
1	10		600	0,37	4
2	10		570	0,36	4
3	10		550	0,34	8
4	10		70	0,05	16

Бетон - Класс В25  
Арматура А500

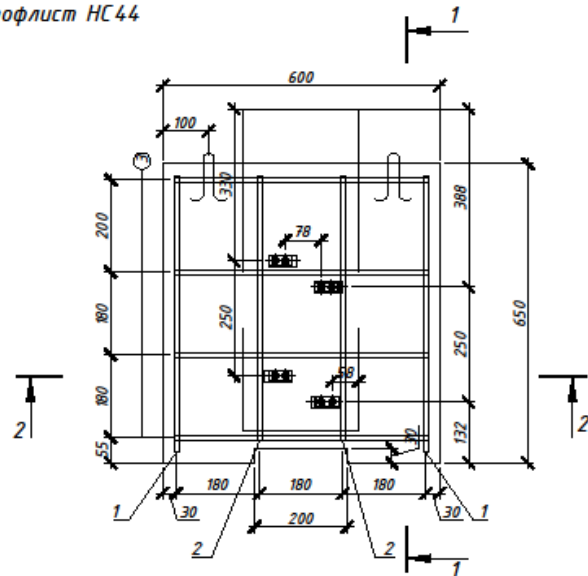
Примечания:

1. В качестве заполнителя для бетона следует применять гранитный щебень по ГОСТ 8267, крупностью 5 - 20 мм.
2. Бетон должен быть изготовлен с водоцементным отношением не более 0,75, при этом расход цемента должен составлять не менее 240 кг/м<sup>3</sup>.
3. Допускается смещение арматурных стержней относительно проектного положения для исключения контакта арматуры с уголковыми упорами. Минимальное расстояние между стержнем и упором должно быть не менее 30 мм.

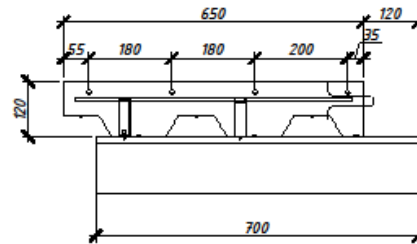
Согласовано	
Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Колуч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	X-150T-N44	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Чесноков Д.								
Проверил	Танких Г.П.								

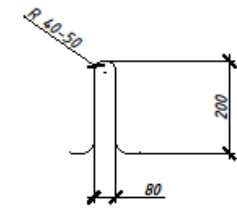
X-HVB 95  
Профлист HC44



Разрез 1-1

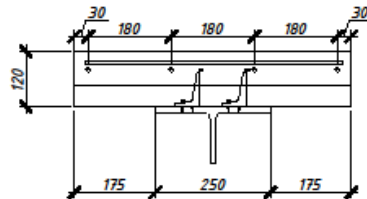


Эскизный чертёж закладных петель



Арматура класса АІ,  $\Phi 10$

Разрез 2-2



Спецификация

Поз.	$\Phi$	Эскиз	Длина мм	Вес, кг	Кол-во
1	10		600	0,37	2
2	10		570	0,36	2
3	10		550	0,34	4

Бетон - Класс В25  
Арматура А500

Примечания:

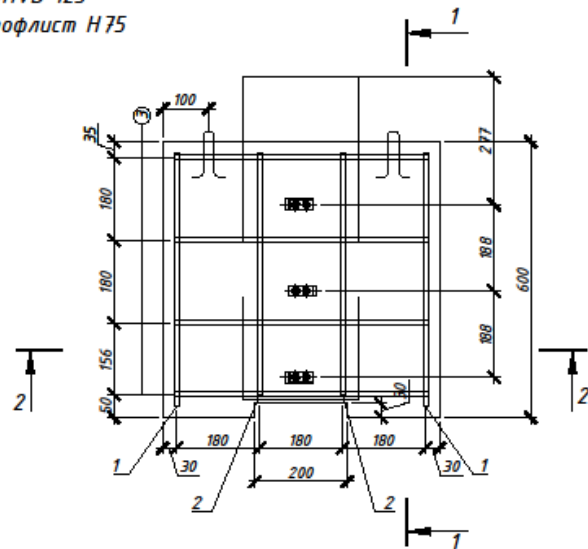
1. В качестве заполнителя для бетона следует применять гранитный щебень по ГОСТ 8267, крупностью 5 - 20 мм.
2. Бетон должен быть изготовлен с водоцементным отношением не более 0,75, при этом расход цемента должен составлять не менее 240 кг/м<sup>3</sup>.
3. Допускается смещение арматурных стержней относительно проектного положения для исключения контакта арматуры с уголковыми упорами. Минимальное расстояние между стержнем и упором должно быть не менее 30 мм.

X-120T-N44

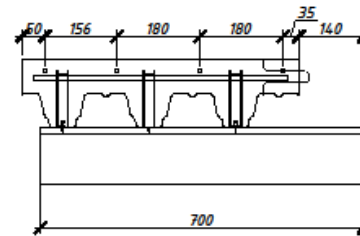
Изм.	Колуч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Чесноков Д.							
Проверил	Танких Г.П.							

Согласовано	
Взам. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	

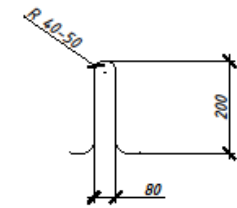
X-HVB 125  
Профлист Н75



Разрез 1-1

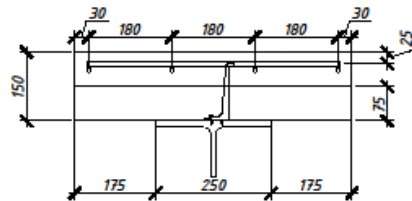


Эскизный чертёж закладных петель



Арматура класса АІ,  $\Phi 10$

Разрез 2-2



Спецификация

Поз.	$\Phi$	Эскиз	Длина мм	Вес, кг	Кол-во
1	10		650	0,34	2
2	10		620	0,34	2
3	10		550	0,34	4

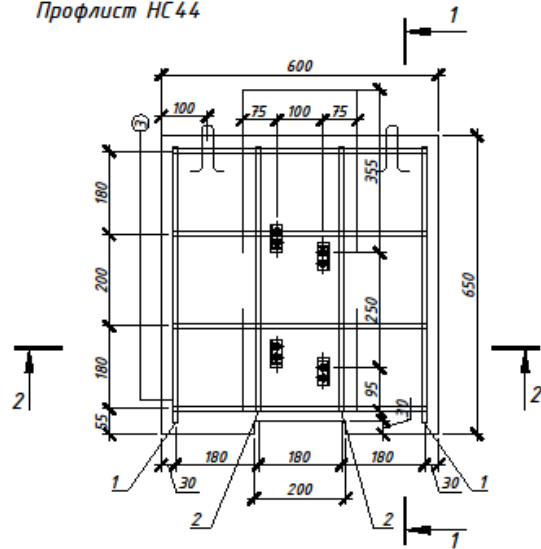
Примечания:

1. В качестве заполнителя для бетона следует применять гранитный щебень по ГОСТ 8267, крупностью 5 - 20 мм.
2. Бетон должен быть изготовлен с водоцементным отношением не более 0,75, при этом расход цемента должен составлять не менее 240 кг/м<sup>3</sup>.
3. Допускается смещение арматурных стержней относительно проектного положения для исключения контакта арматуры с уголковыми упорами. Минимальное расстояние между стержнем и упором должно быть не менее 30 мм.

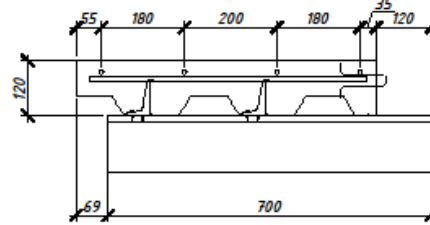
X-150T-N75

Изм.	Кол-во	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Чесноков Д.							
Проверил	Танких Г.П.							

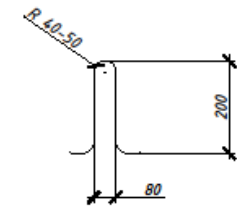
X-HVB 95  
Профлист НС44



Разрез 1-1

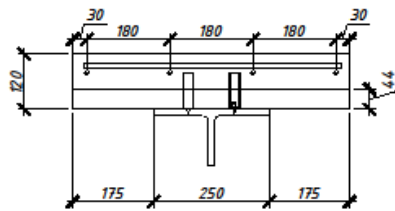


Эскизный чертёж закладных петель



Арматура класса А1,  $\Phi 10$

Разрез 2-2



Спецификация

Поз.	$\Phi$	Эскиз	Длина мм	Вес, кг	Кол-во
1	10		600	0,34	2
2	10		570	0,34	2
3	10		550	0,34	4

Бетон - Класс В25  
Арматура А500

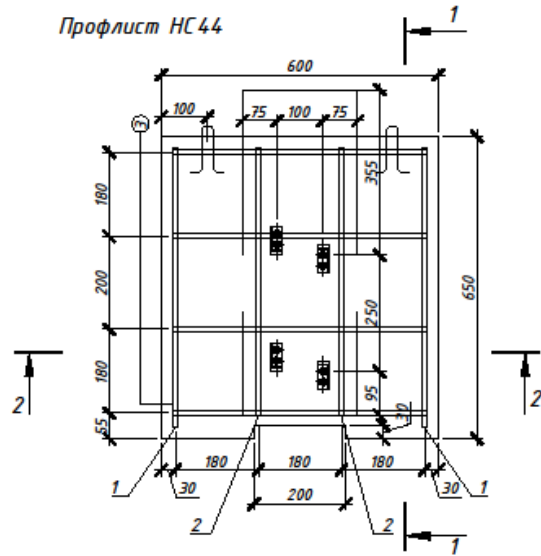
Примечания:

1. В качестве заполнителя для бетона следует применять гранитный щебень по ГОСТ 8267, крупностью 5 - 20 мм.
2. Бетон должен быть изготовлен с водоцементным отношением не более 0,75, при этом расход цемента должен составлять не менее 240 кг/м<sup>3</sup>
3. Допускается смещение арматурных стержней относительно проектного положения для исключения контакта арматуры с уголковыми упорами. Минимальное расстояние между стержнем и упором должно быть не менее 30 мм

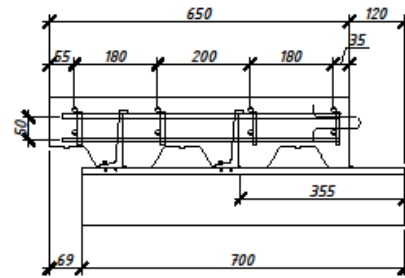
X-120P-N44

Изм.	Колуч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Чесноков Д.							
Проверил	Танких Г.П.							

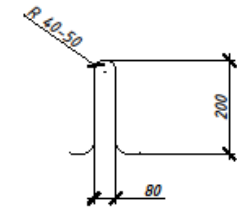
X-HVB 125  
Профлист HC44



Разрез 1-1

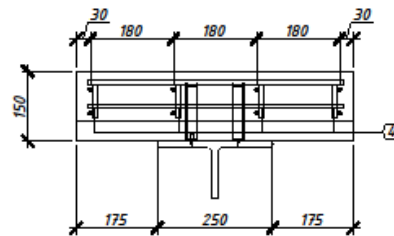


Эскизный чертёж закладных петель



Арматура класса А1,  $\Phi 10$

Разрез 2-2



Спецификация

Поз.	$\Phi$	Эскиз	Длина мм	Вес, кг	Кол-во
1	10		600	0,37	4
2	10		570	0,36	4
3	10		550	0,34	8
4	10		70	0,05	16

Бетон - Класс В25  
Арматура А500

Примечания:

1. В качестве заполнителя для бетона следует применять гранитный щебень по ГОСТ 8267, крупностью 5 - 20 мм.
2. Бетон должен быть изготовлен с водоцементным отношением не более 0,75, при этом расход цемента должен составлять не менее 240 кг/м<sup>3</sup>.
3. Допускается смещение арматурных стержней относительно проектного положения для исключения контакта арматуры с уголковыми упорами. Минимальное расстояние между стержнем и упором должно быть не менее 30 мм.

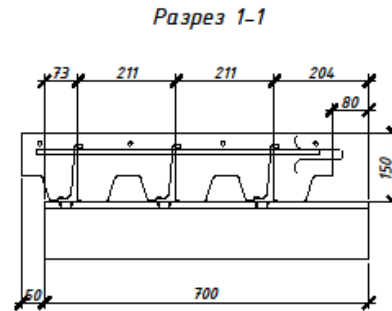
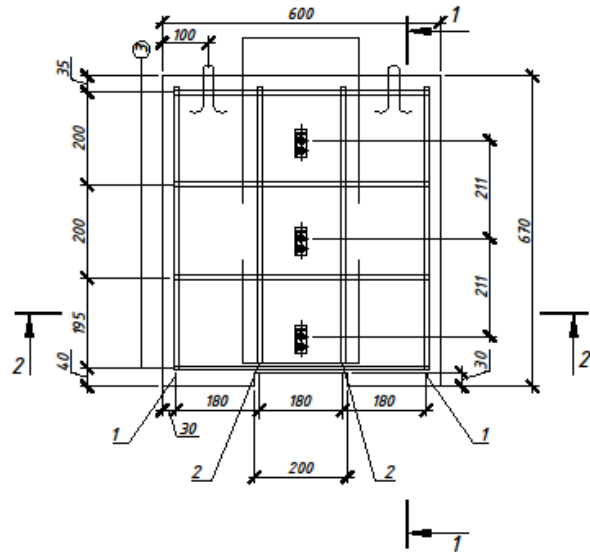
X-150P-N44

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Стadia	Лист	Листов
Разработал	Чесноков Д.							
Проверил	Танких Г.П.							

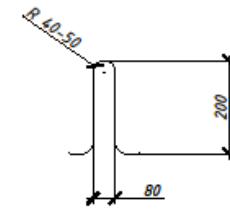




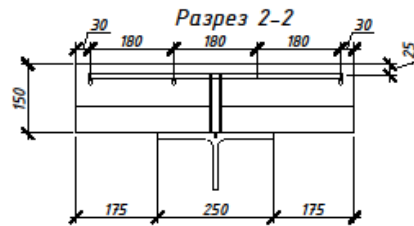
X-HVB 125  
Профлист Н60



Эскизный чертёж закладных петель



Арматура класса АІ, φ10



Спецификация					
Поз.	φ	Эскиз	Длина мм	Вес, кг	Кол-во
1	10		620	0,34	2
2	10		590	0,34	2
3	10		550	0,34	4

Бетон - Класс В25  
Арматура А500

Примечания:

1. В качестве заполнителя для бетона следует применять гранитный щебень по ГОСТ 8267, крупностью 5 - 20 мм.
2. Бетон должен быть изготовлен с водоцементным отношением не более 0,75, при этом расход цемента должен составлять не менее 240 кг/м<sup>3</sup>.
3. Допускается смещение арматурных стержней относительно проектного положения для исключения контакта арматуры с уголковыми упорами. Минимальное расстояние между стержнем и упором должно быть не менее 30 мм.

X-150P-N60

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Стадия	Лист	Листов			
Разработал	Чеснаков Д.								Р		
Проверил	Тонких Г.П.										

Согласовано	
Взят. инв. №	
Подпись и дата	
Инв. № подл.	