

ФГБОУ ВПО «Государственный университет –
Учебно-научно-производственный комплекс»

На правах рукописи

УДК 624.011.2:620.172.21

КАЛАШНИКОВА ОЛЬГА ВЛАДИМИРОВНА

**ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЖЕСТКОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ БАЛОЧНОГО ТИПА
СОСТАВНОГО И ЦЕЛЬНОГО СЕЧЕНИЙ**

Специальность: 05.23.01 –

Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель – академик РААСН,
доктор технических наук, профессор В.И. Колчунов

Орел - 2014

Содержание

Введение.....	5
I Краткий аналитический обзор работ по конструированию составных балок, развитию методов их расчета и контролю деформативных параметров.....	13
1.1 Составные стержни. Основные понятия.....	13
1.2 Краткий обзор работ по проблеме исследования составных стержней.....	21
1.3 Методы контроля жёсткости и прочности строительных конструкций.....	26
1.4 Вибрационные методы.....	31
1.5 Контроль жесткости составных конструкций.....	37
1.6 Основные выводы по главе 1. Цели и задач исследования.....	40
II Статический и вибрационный способы моделирования задач поперечного изгиба и свободных колебаний балок.....	43
2.1 Некоторые общие вопросы классической теории механического подобия и моделирования конструкций.....	43
2.2 Взаимосвязь задач поперечного изгиба и свободных колебаний балок из различных конструкционных материалов.....	46
2.2.1 Диаграммы $\sigma - \varepsilon$ для основных конструкционных материалов....	46
2.2.2 Взаимосвязь задач поперечного изгиба и свободных колебаний упругих балок, изготовленных из материала, подчиняющегося закону Гука.....	48
2.2.3 Анализ ожидаемой погрешности при динамическом моделировании задач поперечного изгиба упругих балок.....	51
2.3 Некоторые сведения из теории расчета составных балок.....	52
2.4 Способы оценки жесткости горизонтального шва составных балок.....	58
2.4.1 Известный экспериментальный способ.....	58

2.4.2	Способ статического нагружения составных конструкций.....	59
2.4.3	Способ вибрационного нагружения составных конструкции.....	62
2.5	Влияние геометрии решетки стальных ферм с параллельными поясами на их жесткость.....	64
2.6	Способ и методика оценки жесткости балок с вертикальным стыком в пролете.....	71
2.7	Способ и методика определения изгибной жесткости вертикального стыка в балке.....	74
2.8	Взаимосвязь задач поперечного изгиба и свободных колебаний упругих балок, изготовленных из материала, обладающего физически нелинейными свойствами.....	77
III	Экспериментальные исследования двухслойных составных деревянных балок и железобетонных балок.....	81
3.1	Цель и задачи экспериментальных исследований.....	81
3.2	Установка для испытаний составных балок. Методика проведения статических и динамических испытаний. : Балки для испытаний.....	81
3.3	Результаты испытания двухслойных деревянных балок с помощью вибрационного способа.....	86
3.4	Результаты испытания двухслойных деревянных балок с помощью статического способа.....	90
3.5	Определение коэффициента жесткости шва.....	93
3.5.1	Определение коэффициента жесткости шва с использованием статического способа.....	93
3.5.2	Определение коэффициента жесткости шва с использованием вибрационного способа.....	94
3.6	Определение жесткости балки с вертикальным стыком.....	96
3.7	Определение изгибной жесткости укрупнительного стыка балки.....	97
3.8	Исследования двухслойных деревянных балок с переменной высотой горизонтального шва.....	98

3.9	Определение жесткости балок, изготовленных из физически нелинейного материала.....	102
3.9.1	Функциональная схема испытательного стенда и методика проведения испытаний.....	103
3.9.2	Результаты испытания балки.....	105
	Основные выводы.....	110
	Список литературы.....	112
	Приложения:	125
	Справка о внедрении в учебный процесс результатов диссертационной работы.....	126
	Акт об апробации вибрационного метода контроля жесткости железобетонных балок в заводских условиях.....	127
	Способ определения максимального прогиба однопролетных составных деревянных балок с укрупнительными стыками.....	128
	Способ определения изгибной жесткости укрупнительного стыка однопролетных составных балок постоянного сечения (варианты).....	136
	Способ определения жесткости горизонтального шва в двухслойных конструкциях балочного типа.....	147
	Способ определения жесткости горизонтального шва в двухслойных конструкциях балочного типа.....	159

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы

В настоящее время в нашей стране существенно возрастают объёмы работ по реконструкции зданий и сооружений. Это связано с тем, что за последние 20 лет многие промышленные предприятия перестали функционировать из-за серьёзных экономических потрясений в обществе, основные фонды этих предприятий не поддерживались в исправном состоянии, оборудование приходило в негодность, здания и сооружения постепенно разрушались.

Возрождающаяся промышленность использует уже новые технологии, которые требуют реконструкции существующих зданий и сооружений, усиления их отдельных элементов. Для этого проводятся работы по обследованию конструкций с диагностикой их состояния, контролем основных физико-механических параметров материала и определением их напряженно-деформированного состояния (НДС).

Одним из широко распространённых способов усиления конструкций является способ увеличения поперечного сечения их элементов, который в большинстве случаев реализуется путем наращивания или подращивания сечений по всей длине элементов или на их определённых участках. При этом дополнительные слои могут быть выполнены из того же материала, что и усиливаемая конструкция, а также и из другого материала. Такие усиленные конструкции называются составными.

Наиболее распространёнными являются составные деревянные конструкции. Их применяют при перекрытии больших пролетов зданий и сооружений, сплачивая брёвна или брусья между собой различными способами. К составным конструкциям также относятся металлические колонны с решётчатой структурой, фермы из разных материалов, железобетонные пустотные плиты и т.п. Составные балки из древесины отличаются от балок, выполненных из других строительных материалов. Их особенность заключается в том, что механические связи, соединяющие отдельные слои, являются податливыми и учет этого фактора вносит существенные сложности при их расчете.

Среди российских ученых, занимавшихся развитием теории расчета составных конструкций и совершенствованием способов их конструирования, следует отметить капитальные труды Г.Г. Карлсена, А.Р. Ржаницына, а также работы В.В. Бирюлёва, Ю.В. Быховского, М.М. Гапоева, Б.А. Гарагаша, Э.Г. Давыдова, А.А. Дергачева, А.В., Дятлова, В.И. Заборова, И.С. Инжутова, В.И. Жаданова, Л.Е. Лабозина, Е.Е. Милейковского, Л.Л. Панышина, В.Г. Писчикова, П.Ф. Плешкова, Д.М. Подольского, А.П. Пшеничкина, Ю.В. Слищкова, Р.А. Хечумова, В.В. Холопцева.

Среди зарубежных ученых следует выделить работы И. Арновлевица, Б. Гоши, Л. Грюнинга, М. Енделя, Р. Мизеса, Б. Левицкого Н. Мюллера-Бреслау, И. Ратцердорфера, Р. Росмана, И. Шейнога.

Активная работа в области исследования составных конструкций ведется в ФГБОУ ВПО «Госуниверситете – УНПК» творческим коллективом под руководством академика РААСН В.И. Колчунова. Среди работ этого творческого коллектива следует отметить публикации и диссертационные работы А.В. Туркова, Н.В. Ключевой, Л.А. Панченко, П.А. Гвозкова, П.В. Сапожникова, Е.А. Скобелевой, С.И. Горностаева, Я.Е. Колчина и др.

Теория расчёта составных стержней разработана в строительной механике достаточно полно [44]. При проведении таких расчётов необходимо знание коэффициента жесткости шва, соединяющего оба слоя составной конструкции. Его можно определить лишь экспериментально путем статического нагружения натурной конструкции или её фрагментов на сдвиг, а также с помощью испытания большеразмерных моделей, изготовленных с учетом геометрического и физико-механического подобия. При таких испытаниях инструментально определяется величина сдвига слоёв балки по шву и с её помощью аналитически вычисляется коэффициент жесткости этого шва.

Проведение испытаний натурной конструкции, находящейся вне сооружения, путем её статического нагружения является достаточно трудоёмким процессом, а испытания таких конструкций, находящихся в условиях эксплуатации, часто невозможно осуществить вообще из-за неопределенности действительных условий закрепления конструкций. Поэтому поиск новых принципов и

способов оценки коэффициента жесткости составных балок, позволяющих упростить процедуру экспериментов и снизить их трудоемкость, является актуальной задачей, имеющей важное значение в области диагностики и контроля качества строительных конструкций.

В последние десятилетия начали интенсивно развиваться динамические методы диагностики и оценки качества строительных конструкций, в основе которых лежат вибрационные технологии. Это связано с тем, что профессором В.И. Коробко было установлено несколько фундаментальных закономерностей в строительной механике, в основе которых лежат строгие функциональные взаимосвязи между контролируемыми интегральными физическими параметрами строительных конструкций, в частности между максимальным прогибом нагруженных конструкций в виде балок и пластинок и их основной частотой колебаний в ненагруженном состоянии. Именно совместное рассмотрение двух видов деформаций конструкций (статического изгиба и свободных колебаний) с учетом выявленных закономерностей позволили разработать оригинальные способы диагностики и контроля качества как вновь изготовленных конструкций, так стоящих в сооружении, причём в условиях ограниченной информации о свойствах материала конструкций, сведений о их реальных граничных условиях, интенсивности действующей внешней нагрузке и других факторах.

Однако указанные выше закономерности относятся к изотропным конструкциям в виде отдельных стержней (балок) и пластинок постоянного сечения, при этом на составные конструкции из анизотропных материалов полученные результаты пока не распространялись. Для этого требуется проведение целого комплекса дополнительных теоретических и экспериментальных исследований с целью выявления специфических особенностей деформирования таких конструкций в условиях их статического и динамического нагружения.

Объект и предмет исследования. Объектом исследования являются конструкции балочного типа цельного и составного сечений (однопролетные балки, фермы с параллельными поясами), а предметом исследования – способы неразрушающего контроля жесткости соединительного шва составных балок, изгибной жесткости монтажных соединений и жесткости балок из физически нелинейного материала.

Целью диссертационной работы является разработка и совершенствование статических и динамических экспериментально-теоретических способов определения жесткостных характеристик конструкций балочного типа составного и сплошного сечений и методик их практической реализации.

Для достижения этой цели необходимо решить следующие **задачи**:

- обосновать возможность применения вибрационных методов для диагностики состояния составных балок;
- разработать статический и вибрационный способы контроля жесткости горизонтального шва составных балок, жесткости балок с укрупнительными (монтажными) стыками, изгибной жесткости стыковых соединений и методики практической реализации этих способов;
- провести тестирование статического и вибрационного способов определения жесткости горизонтального шва составных балок с помощью численного эксперимента на примере определения жесткости решётки металлических ферм с параллельными поясами, имеющем точное теоретическое решение;
- разработать вибрационный способ контроля жесткости балок, изготовленных из физически нелинейного материала;
- провести экспериментально-теоретические исследования большемерных моделей:
 - деревянных составных балок и балок с укрупнительными монтажными стыками для отработки методик реализации предложенных способов контроля жесткостных характеристик таких конструкций;
 - деревянных составных балок с переменной высотой соединительного шва и переменным числом нагелей для выявления функциональных связей жесткостных характеристик таких балок с этими параметрами;
 - железобетонных перемычек с использованием вибрационного способа контроля жесткости для опытной проверки теоретических предпосылок положенных в его основу.

Методы исследования. При проведении теоретических расчетов использовались классические аналитические и численные методы строительной механики и теории сооружений. При проведении экспериментальных исследований и обработке полученных результатов использовались методы математической статистики. При использовании численных методов расчета металлических ферм и балок с укрупнительным стыком применялись программные комплексы «Scad» и «Matcad».

Достоверность научных положений и результатов подтверждается:

- использованием фундаментальных принципов и методов строительной механики и теории сооружений, известных классических методов моделирования строительных конструкций при проведении экспериментов;
- сопоставлением экспериментальных результатов с теоретическими, а также результатами многократных параллельных статических и вибрационных испытаний конструкций.

Научная новизна полученных результатов.

При проведении теоретических и экспериментальных исследований разработаны новые способы определения жесткостных характеристик составных и укрупняемых конструкций балочного типа и методики их практической реализации, в том числе:

- статический и вибрационный способы:
 - определения жесткости горизонтального шва в двухслойных составных балках;
 - контроля жесткости балок с вертикальным монтажным стыком в пролете;
 - контроля изгибной жесткости вертикального стыка в укрупняемых балках;
- вибрационный способ определения жесткости балок из материала, обладающего физически нелинейными свойствами;
- теоретически установлены закономерности влияния геометрии решетки стальных ферм с параллельными поясами на их жесткость;
- экспериментально установлены закономерности влияния на жесткость деревянных составных конструкций высоты шва и количества нагелей.

Практическая ценность и реализация работы.

Разработанные в диссертации статические и вибрационные способы диагностики и контроля параметров жесткости составных и укрупняемых балок и методики их практической реализации могут найти широкое применение при разработке и конструировании новых типов составных конструкций, контроле качества конструкций балочного типа при их изготовлении в условиях заводского производства, при обследовании конструкций зданий и сооружений в условиях эксплуатации.

Результаты работы рекомендуется использовать при реальном проектировании конструкций в виде составных балок, а также в учебном процессе строительных вузов при изучении дисциплины «Обследование и испытание сооружений».

На защиту выносятся следующие положения и результаты:

– статические и вибрационные способы определения жесткости горизонтального шва в двухслойных составных балках, контроля жесткости балок с вертикальным монтажным стыком в пролете, контроля изгибной жесткости вертикального стыка в укрупняемых балках и методики их практической реализации;

– результаты численного эксперимента по тестированию предложенных способов определения коэффициента жесткости шва на примере металлической фермы с параллельными поясами;

– вибрационный способ определения жесткости балок из материала, обладающего физически нелинейными свойствами, и результаты испытания железобетонных перемычек;

– закономерности влияния на жесткость деревянных составных конструкций высоты шва и количества нагелей;

– рекомендации по выбору геометрии решеток ферм с параллельными поясами.

Апробация работы. Основные результаты диссертационной работы обсуждались и докладывались на научных конференциях университета в 2010...14 гг.; на Международной конференции «Актуальные проблемы исследований по теории сооружений» (Москва, 2009 г.); на 3-ей Всероссийской конференции «Проблемы оптимального проектирования сооружений» (Новосибирск, 2014).

Реализация результатов работы. Результаты работы использованы при проведении исследований по НИР, выполнявшейся в рамках аналитической ведомственной целевой программы Министерства образования и науки РФ «Развитие научного потенциала высшей школы» (2009 – 2011 гг.) по проекту №2.1.2/10201 «Разработка теоретических основ и развитие вибрационных методов диагностики состояния и контроля качества строительных конструкций балочного типа и пластинок».

Публикации. По теме диссертации опубликовано 11 научных работ, в том числе 5 статей в журналах из списка ВАК, рекомендованных для опубликования материалов по кандидатским диссертациям, получено 4 патента РФ на изобретения.

Структура и объем диссертации. Диссертация состоит из введения, трех глав, основных выводов, списка использованной литературы, включающего 135 наименований и Приложений. Работа изложена на 168 страницах машинописного текста, содержит 64 рисунка и 14 таблиц.

Во введении обсуждается актуальность темы диссертации, формулируется цель и задачи исследований, оценивается научная новизна и практическая значимость работы и достоверность полученных результатов.

В первой главе приводится краткий аналитический обзор работ по конструированию составных балок, развитию методов их расчета и экспериментальному определению деформативных параметров. Отмечается, что одним из перспективных неразрушающих методов контроля жесткости балок является динамический (вибрационный) метод, однако в нашей стране он до сих пор в области строительства не находит должного применения. На основе приведенного анализа формулируются цель исследования и основные задачи, которые необходимо решить для достижения этой цели.

Во второй главе обсуждаются вопросы взаимосвязи задач поперечного изгиба и свободных колебаний балок из различных конструкционных материа-

лов. Разрабатываются статический и вибрационный способы определения жесткостных характеристик составных балок, а также балок, имеющих стыковые соединения, и методики их практической реализации. Исследуется вопрос возможности применения вибрационного метода для оценки жесткости балок, изготовленных из материала, обладающего физически нелинейными свойствами.

В третьей главе уточняются методики испытания большемерных моделей составных и укрупняемых деревянных балок в соответствии с предложенными способами определения жесткостных характеристик таких конструкций и приводятся результаты экспериментальных исследований моделей балок с целью их апробации. Приводятся также результаты экспериментальных исследований и закономерности деформирования составных деревянных балок с переменной высотой горизонтального шва и его переменной жесткостью, вызванной изменением числа соединительных нагелей.

ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ СОСТАВНЫХ БАЛОК, РАЗВИТИЮ МЕТОДОВ ИХ РАСЧЕТА И КОНТРОЛЮ ДЕФОРМАТИВНЫХ ПАРАМЕТРОВ

1.1 Составные стержни. Основные понятия

Составным называется такой стержень, поперечное сечение которого состоит из нескольких отдельных частей, выполненных из одного и того же или различных материалов [100]. Эти части по всей длине стержня могут быть соединены либо жестко, либо с определенной степенью податливости. В первом случае такой стержень считают монолитным и его, как конструктивный элемент, рассчитывают методами сопротивления материалов [9]. Во втором случае при решении задач прочности, жесткости и устойчивости составных стержней необходимо учитывать влияние податливости соединений и рассчитывать их методами строительной механики как особую конструктивную систему.

Для изготовления составных конструкций применяют различные конструкционные материалы (металл, древесина, железобетон, пластмассы), а также различные комбинации из этих материалов (деревометаллические, сталежелезобетонные и др.).

Широко распространёнными являются металлические составные конструкции – колонны (рис. 1.1), балки (рис. 1.2), фермы (рис. 1.3). Элементы этих конструкций соединяются между собой на сварке, болтах или заклепках.¹ Но наибольшее распространение в строительстве получили деревянные составные конструкции. Их применяют при перекрытии достаточно больших пролетов зданий и сооружений, сплачивая брёвна или брусья между собой различными способами (с помощью нагелей, шпонок, гвоздей, болтов и на клею). На рисунке 1.4 приведены составные деревянные конструкции, соединённые на прямых (схема а) и косых (схема б) врубках [44]. При выполнении прямых зубьев передаются сдвигающие усилия разного знака, при использовании

¹ Приводимые рисунки заимствованы из монографии А.Р Ржаницына [100] и учебника [44].

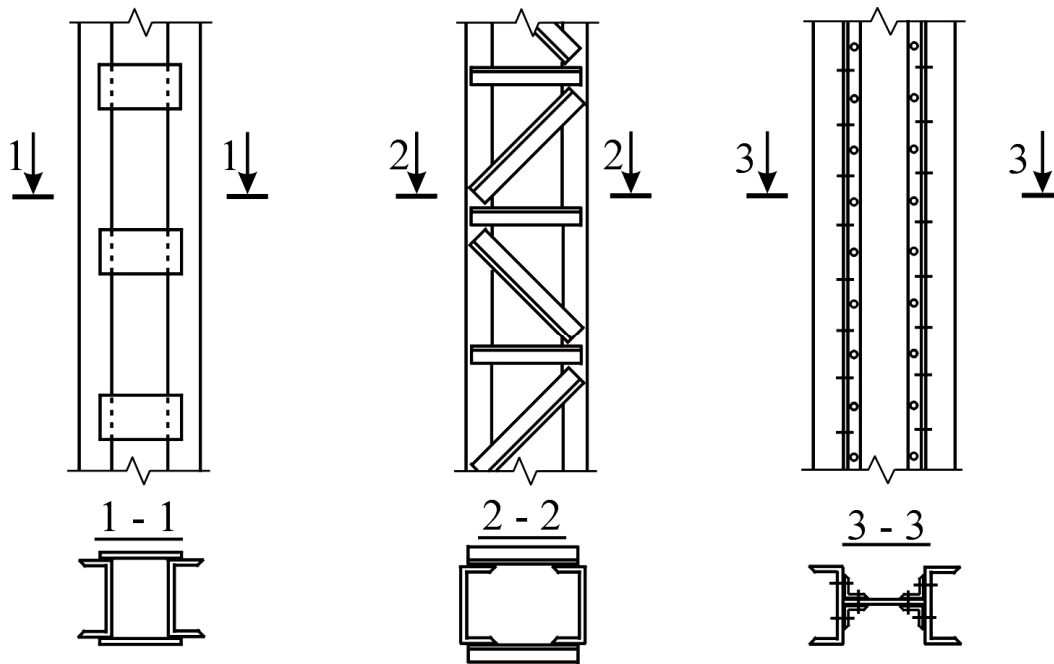


Рисунок 1.1 – Типы составных металлических колонн

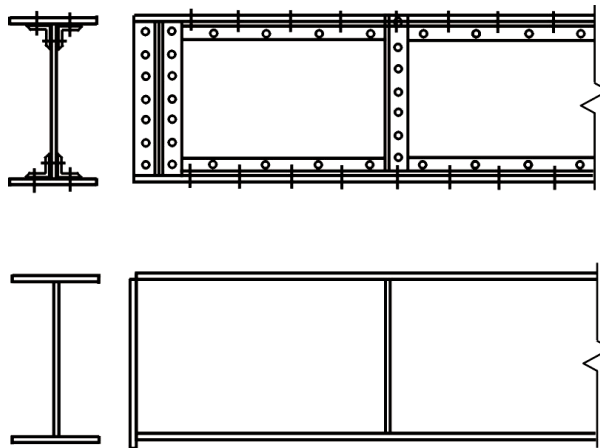


Рисунок 1.2 – Типы составных балок

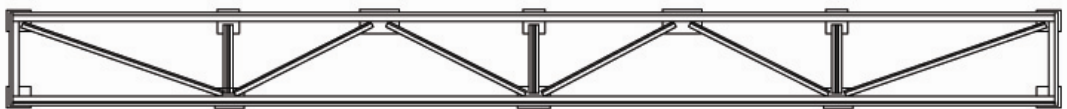


Рисунок 1.3 – Ферма с параллельными поясами

косых зубьев – только одного знака. Постановка болтов в таких конструкциях необходима для плотного стягивания брусьев. После обмятия рабочих поверхностей врубок болты включаются в работу и выполняют роль механических связей.

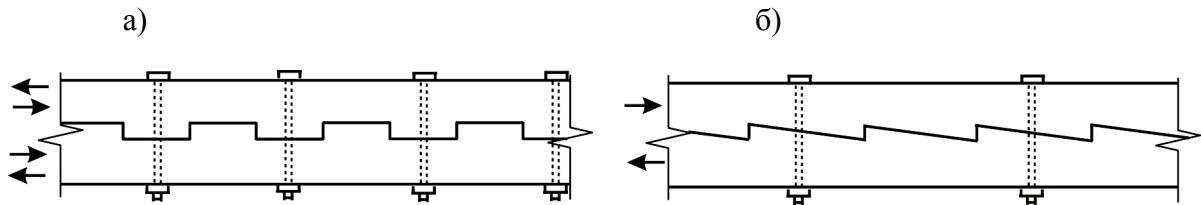
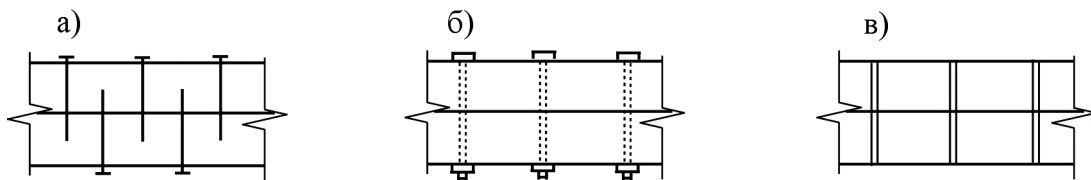


Рисунок 1.4 – Составные стержни на врубках



а – на гвоздях; б – на болтах; в – на цилиндрических стержнях

Рисунок 1.5 – Составные деревянные балки из бруса на цилиндрических нагелях

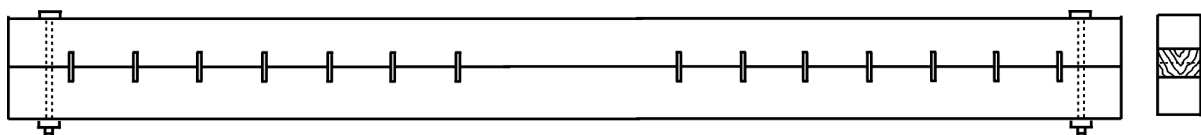


Рисунок 1.6 – Составная балка на пластинчатых нагелях

Наиболее простым способом сплачивания составных стержней из деревянных брусьев является постановка цилиндрических нагелей (рисунок 1.5). В нагельном соединении все связи включаются в работу одновременно и передают усилия разного знака. Податливость связей в таких конструкциях происходит за счёт смятия древесины в гнезде нагеля и изгиба самого нагеля.

В нагельных соединениях используются деревянные нагели (чаще всего дубовые), стальные или стеклопластиковые гвозди и болты [107]. Для сплачивания 2...3 брусьев по высоте сечения, применяются пластинчатые деревянные нагели, вставляемые в гнезда (рисунок 1.6).

В шпоночных соединения (рисунок 1.7) под нагрузкой возникает распор, который воспринимается специально устанавливаемыми рабочими болтами. Шпонки бывают призматическими, цилиндрическими и кольцевыми и выполняются из твердых пород дерева или из металла. Чаще всего шпонки выполняются в виде двух клиньев, что позволяет плотно заполнить шпоночное гнездо (рисунок 1.7). Шпонки могут быть прямоугольными, косыми и цилиндрическими (рисунок 1.8).

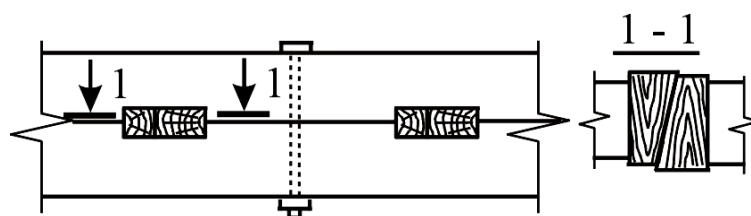
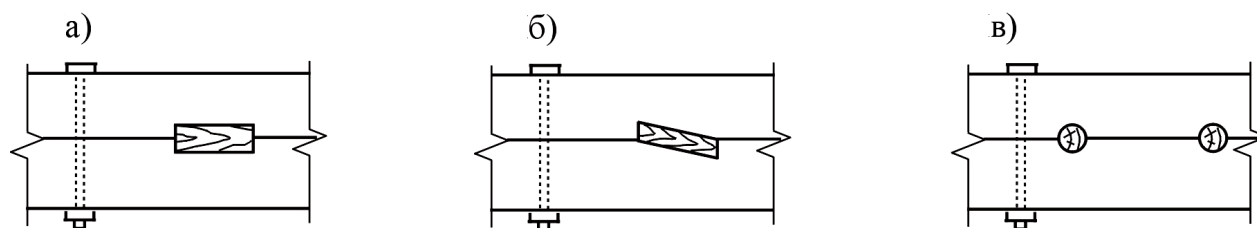


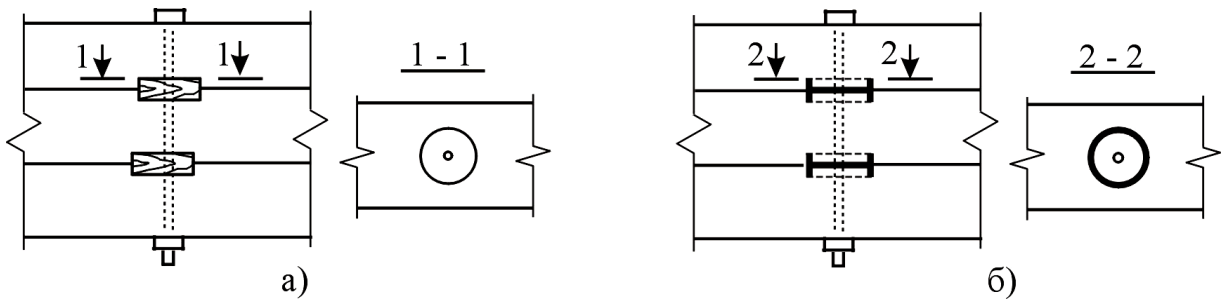
Рисунок 1.7 – Составная балка на шпонках



а – балка на прямоугольных шпонках; б – балка на косых шпонках;
в – балка на цилиндрических шпонках

Рисунок 1.8 – Разновидности шпоночных соединений

Чаще всего в составных деревянных конструкциях используются металлические шпонки, которые не сминаются, обеспечивая более жесткое соединение их слоев. Металлические шпонки могут быть самыми разнообразными (рисунок 1.9).



а – металлические дисковые шпонки; б – чугунные тарельчатые шпонки

Рисунок 1.9 – Составные балки на круглых шпонках

При использовании тавровых шпонок (рисунок 1.10) [107] достигается простота сборки за счет упрощенного изготовления гнезда небольшого размера.

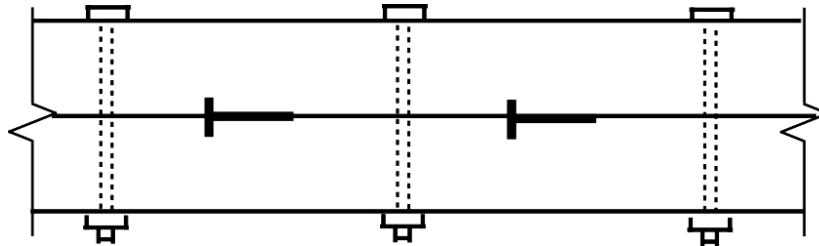
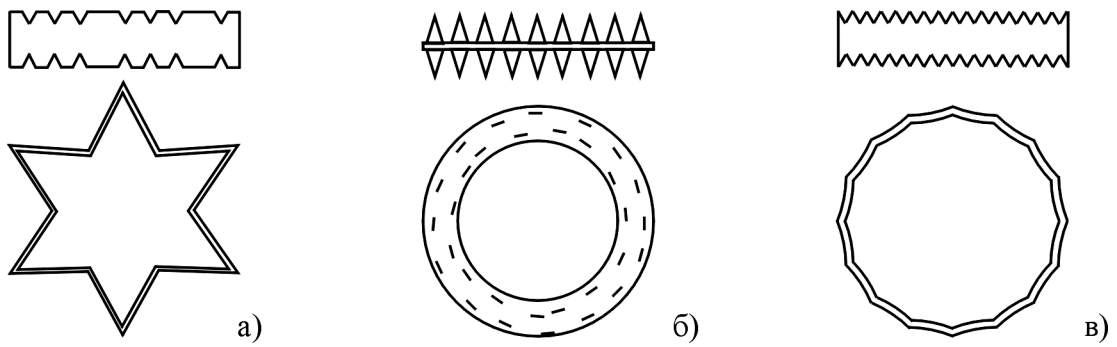


Рисунок 1.10 – Составная балка на стальных тавровых металлических шпонках

Для соединения слоев составных деревянных конструкций часто используют центровые шпонки [107], которые имеют отверстия для постановки стяжного болта, что увеличивает жесткость соединения. Наиболее технологичными являются зубчатые шпонки, изготавливаемые из листовой стали штамповкой. Они могут иметь зубья или когти с двух сторон (рисунок 1.11). Соединения на зубчатых шпонках обладают большой жесткостью шва и достаточно высокой несущей способностью составной конструкции.

Для увеличения момента инерции составного сечения его несущие слои разносят на большее расстояние с помощью призматических колодок, которые обычно выполняются из того же материала, что и брусья (рисунок 1.12) [44]. Используемые при этом болты включаются в работу, делая соединение брусьев более жестким.



а – двусторонняя шпонка Котова; б – двусторонняя шпонка типа Гека;
в – двусторонняя шпонка типа Аллигатор

Рисунок 1.11 – Зубчатые шпонки

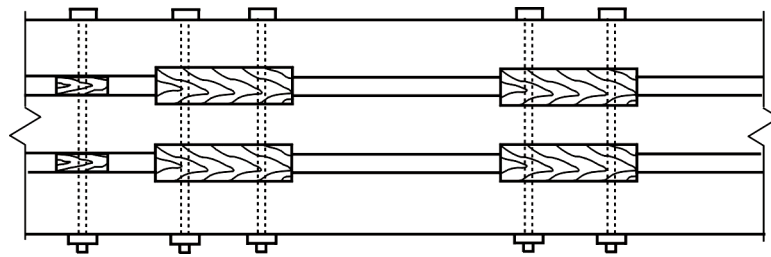


Рисунок 1.12 – Составная балка на колодках

Наиболее экономичными являются составные балки с дощатыми поясами и стенкой, состоящей из двух рядов перекрестных досок, уложенных под углом 45° к оси балки (рисунок 1.13). Пояса таких балок, как правило, состоят из двух досок, между которыми зажата стенка из перекрестных досок; она прибивается к поясам гвоздями. На опорах этих балок устанавливаются опорные ребра, а в пролете – ребра жесткости для обеспечения местной устойчивости стенки. Все ребра крепятся к стенке и поясам балки болтами. Многие ученые относят такие балки к многорешетчатым фермам с восходящими от опоры сжатыми и нисходящими растянутыми раскосами [107]. В последнее время перекрестную дощатую стенку в таких балках заменяют фанерой.

В настоящее время получили широкое распространение клефанерные балки с плоской стенкой, сечения которых выполняются коробчатыми или в виде двутавра (рисунок 1.14) [74]. Они бывают с параллельными поясами, двускатные и односкатные. В отличие от дощато-гвоздевых, в клефанерных балках пояса приклеены к стенкам, что делает невозможным их взаимный сдвиг.

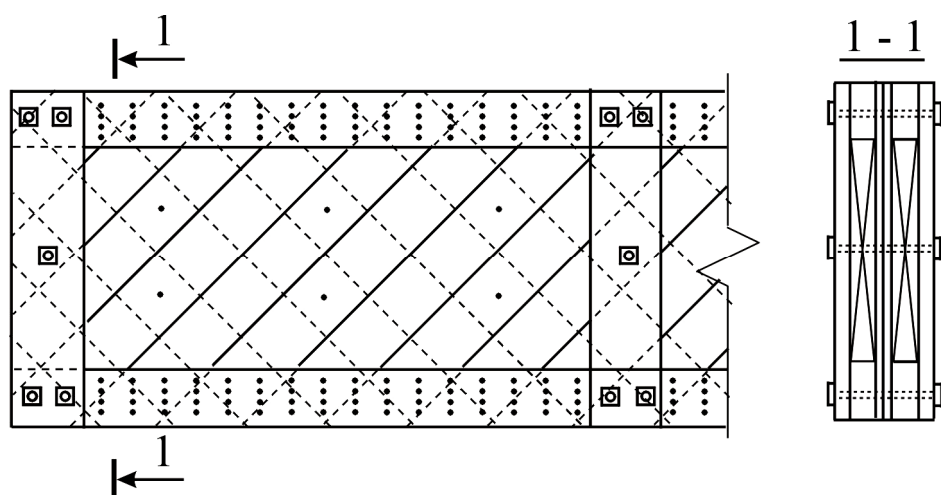


Рисунок 1.13 – Дощато-гвоздевая балка с перекрестной дощатой стенкой

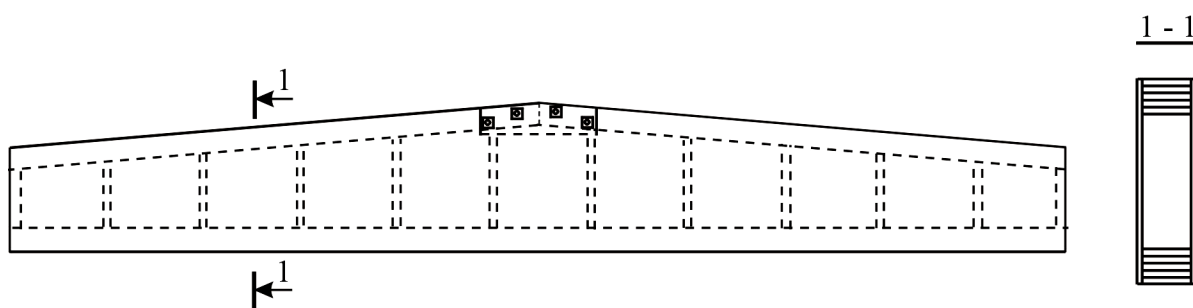
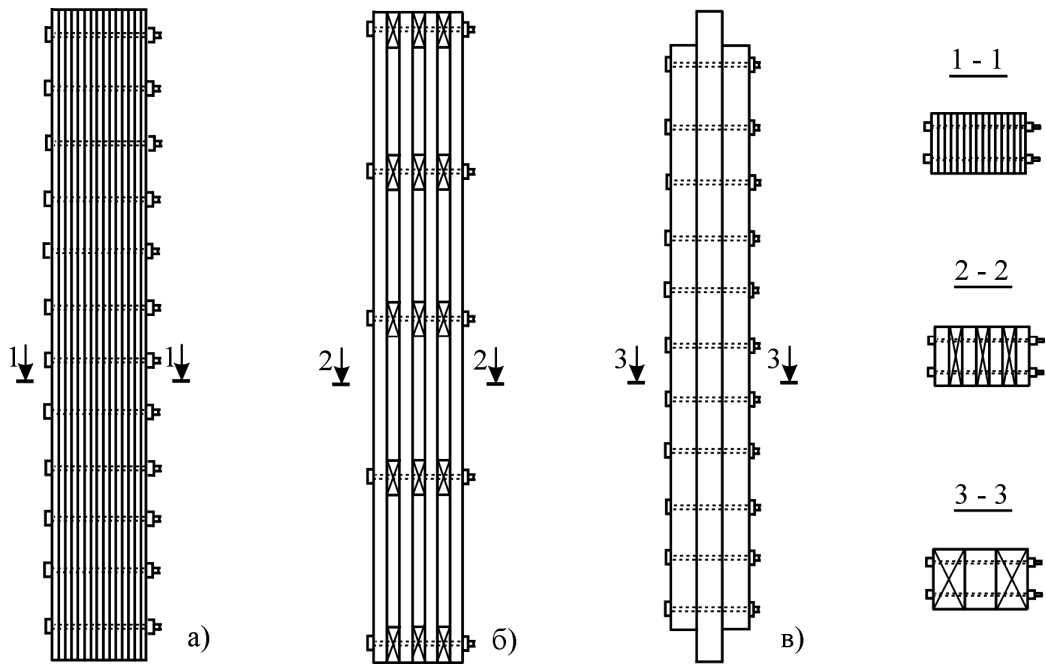


Рисунок 1.14 – Клефанерная двускатная балка коробчатого сечения

В качестве стоек – элементов, воспринимающих деформации продольного изгиба, используются в основном три типа стержней: стержни-пакеты, стержни с короткими прокладками и стержни с длинными накладками [80] (рисунок 1.15).



а – стержень-пакет; б – стержень с короткими прокладками;
в – стержень с длинными накладками

Рисунок 1.15 – Стержни с податливыми связями,
работающие на продольный изгиб

В железобетонных конструкциях к схеме составного стержня можно отнести несущие конструкции многоэтажных зданий, рамные каркасы и диафрагмы с проемами (рисунок 1.16, схемы а) и б), фермы Виренделя (схема в), железобетонные панели перекрытия с пустотами (схема г).

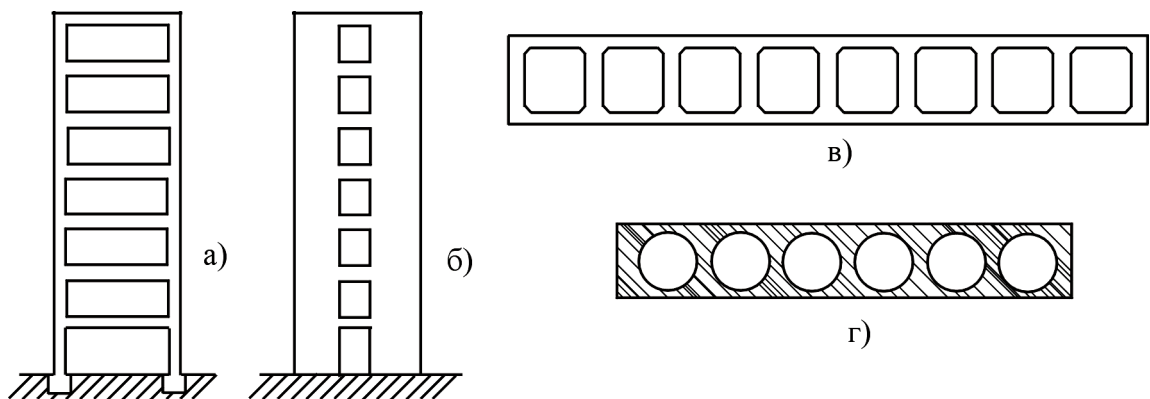


Рисунок 1.16 – Типы составных конструкций из железобетона

В последние годы в связи с расширением работ по реконструкции зданий и сооружения для приспособления их под новые технологические нагрузки широко применяют различные способы наращивания и подращивания поперечного сечения балок, плит, монолитных и сборных железобетонных перекрытий. Такие усиленные конструкции относятся также к составным, соединительные швы которых являются податливыми, и их жесткость существенно сказывается на общем напряженно-деформированном состоянии конструкций.

Очень часто на строительной площадке производится укрупнительная сборка конструкций. Стыковые соединения укрупняемых конструкций не всегда удается выполнить равнопрочными или равножесткостными с элементами соединяемых конструкций. Поэтому для учета ослабления сечений в стыковых соединениях необходимо знание действительной их жесткости.

При проектировании составных конструкций проводится комплекс расчетов на прочность, жесткость и устойчивость. При этом исходная информация для конструктора должна включать сведения о жесткости соединительного шва и податливости стыковых соединений. Такую информацию получить аналитическим путем практически невозможно, поэтому необходимы экспериментальные исследования каждого типа составных конструкций с учетом многообразия способов их объединения. Эта весьма трудоемкая работа. Поэтому разработка методов определения жесткости стыковых соединений составных и укрупняемых конструкций является весьма актуальной современной проблемой в области строительных наук.

1.2 Краткий обзор работ по проблеме исследования составных стержней

Впервые попытку аналитически учесть податливость соединительных связей в составных конструкциях в конце XIX в. сделал Ф. Энгессер [129]². Он рассматривал составной стержень как монолитный с пониженным модулем

² При написании этого параграфа частично использованы материалы обзора из монографии А.Р. Ржаницина [100].

сдвига материала. При этом величина сдвигающего усилия представлялась как функция от поперечной нагрузки в рассматриваемом сечении стержня. Этот способ учета податливости применяется до сих пор в простых случаях нагружения конструкций при простых граничных условиях. Для случая внецентренного сжатия стержней этот способ дает неудовлетворительное решение для всего многообразия граничных условий и способов передачи нагрузки. Проводимые в то время первые эксперименты со сжатыми составными стержнями показали, что их несущая способность значительно снижается с ростом податливости соединительных связей.

К задачам устойчивости сжатых составных стержней способ Энгессера получил развитие в работах Р. Мизеса и И. Ратцердорфера [131], а также в работах российского ученого С.П. Тимошенко [113].

Существенным шагом в развитие методов расчета составных стержней на устойчивость стало их представление в виде рамных систем. К работам этого направления относятся публикации Н. Мюллера-Бреслау [132] и Л. Грюнинга [130].

К изучению напряженного состояния в сечениях составных стержней привели исследования И. Арновлевича [134], в которых он получил зависимость распределения сдвигающих усилий по длине ряда заклепок, соединяющих многолистовой пакет. Дальнейшие исследования в этом направлении относились к решению целого ряда частных задач. Аналогичную зависимость получил Н.Е. Жуковский при изучении вопроса о распределении сдвигающих усилий между болтом и гайкой в болтовых соединениях металлических конструкций [35].

Более строгий учет влияния податливости связей в деревянных составных конструкциях сделал В.Г. Писчиков [82]. В работе [83] П.Ф. Плешков построил упрощенную теорию составных многослойных стержней, в которой сдвиги в разных швах принимались изменяющимися одинаково по всей длине стержня. Одним из первых исследований по общей теории составных стержней следует считать также работы А.В. Дятлова [32].

Значительный вклад в развитие теории расчета составных конструкций

внес выдающийся российский ученый А.Р. Ржаницын. Этой проблеме он посвятил цикл работ: в статье [93] он приводит решение задачи устойчивости составных стержней; в статье [92] рассматривает напряженное состояние составного стержня и соединительных связей в линейной постановке; в монографии [94] уже представлена общая теория составных стержней; завершающим трудом в этом направлении следует считать монографию [100]. Под руководством А.Р. Ржаницына его учениками и последователями решены многие важные задачи теории составных стержней: Ю.В. Быховский [8], Э.Г. Давыдова [24], В.И. Заборов [36], В.В. Холопцев [124], Р.А. Хечумов [119, 120].

К расчету каркасов высотных зданий теория составных стержней была впервые применена А.Р. Ржаницыным и Е.Е. Милейковским в 1954 году [95]. В дальнейшем П.Ф. Дроздов развил эту теорию к расчету несущих конструкций многоэтажных зданий и пространственных конструкций [28...31]. К этому же направлению относятся публикации А.А. Дергачева, в частности [25], в которой он привел некоторые уточнения теории составных стержней применительно к алгоритмизации пространственного расчета зданий. Эти разработки получили широкое распространение в практике проектирования и являются актуальными до настоящего времени.

Аналогичные задачи решались и другими советскими учеными: Л.Л. Паньшиным [75], Б.А. Гарагашем и А.П. Пшеничкиным [90].

В монографии Д.М. Подольского [87], используя теорию составных стержней и теорию тонкостенных стержней, исследована задача работы пространственных стержней на изгиб и кручение. Это позволило применить теорию составных стержней к расчету высотных зданий [84...86]. Из современных работ, развивающих это научное направление исследований, можно отметить диссертацию А.Н. Кулешовой [64], в которой разработана методика вероятностного расчёта тонкостенного составного стержня как пространственно стохастической модели здания повышенной этажности на сейсмические нагрузки с учетом продольных и поперечных колебаний.

К расчету многопустотных и ребристых железобетонных плит, а также составных пластинок из неоднородного материала с учетом деформаций сдвига

теория составных стержней была применена Л.Е. Лабозиным [66, 67], а И.Е. Милейковский для решения задач теории составных стержней предложил использовать вариационный метод В.З. Власова [72].

Наиболее активно научные исследования работы составных конструкций в СССР велись в период 50-х...70-х годов прошлого столетия. Помимо уже упомянутых выше исследований следует также отметить работы В.В. Бирюлёва [7], В.Г. Писчикова [81], В.В. Холопцева [125].

В середине 20-го столетия разработкой и развитием теории составных стержней занимались и многие зарубежные ученые. Среди них следует отметить работы Р. Росмана [135], Б. Левицкого [133], М. Енделя и И. Шейнога [33], Б. Гоши [23] и др.

Теория составных стержней впервые была применена к составным многослойным пластинкам А.Р. Ржаницыным [98]. Эта теория была существенно развита А.Р. Хечумовым в работах, посвященных расчету многослойных пластинок [120], прямоугольных пластинок со смешанными граничными условиями [121], двухслойных пластинок со сложными очертаниями в плане [122], прямоугольных двухслойных пластинок с ортотропным наполнителем [123].

Задачи расчета составных стержней переменного сечения рассматривались в работах Ю.В. Быховского [8] и Р.А. Хечумова [118].

Одним из перспективных направлений исследований является расчет составных стержней за пределом упругости по методу предельного равновесия и расчет составных стержней из неупругого материала. Этим проблемам посвящены работы А.Р. Ржаницына [96, 99, 97].

В настоящее время теория расчета составных стержней считается завершённой, поэтому в последние годы количество публикаций по рассматриваемой тематике снизилось. Из последних публикаций в этом направлении можно отметить работы, проводимые под руководством И.С. Инжутова – директора инженерно-строительного института Сибирского федерального университета, в которых осуществлялся численный расчет совмещенных конструкций с учетом податливости связей [39...41].

Существенное развитие теория расчета составных стержней получила в

экспериментально-теоретических работах, активно проводимых в последнее десятилетие в ФГБОУ ВПО «Государственный университет – УНПК» творческим коллективом под руководством академика РААСН В.И. Колчунова [20, 45...50, 74, 101, 106] и профессора В.И. Коробко [11, 12, 42, 43, 55...61, 114...117].

Учениками В.И. Колчунова – Л.А. Панченко, Н.В. Ключевой, П.В. Сапожниковым, Е.А. Скобелевой, С.И. Горностаевым, Я.Е. Колчиным – изучались вопросы деформативности и трещиностойкости в железобетонных конструкциях составного сечения при их статическом нарушении.

Учениками профессора Коробко В.И. – П.А. Гвозковым, А.В. Турковым, М.О. Калашниковым – изучались вопросы развития динамического метода контроля параметров жесткости составных деревянных и деревометаллических балок. В диссертационной работе П.А. Гвозкова [11] разработаны способы оценки жесткости составных деревянных и деревометаллических балок с использованием вибрационного метода и фундаментальных закономерностей строительной механики, связывающих задачу поперечного изгиба балок с их основной частотой колебаний. В работе М.О. Калашникова [42] также рассмотрены вопросы развития вибрационного метода к оценке качества конструкций балочно-го типа, в том числе и составных балок. В этой работе введен новый критерий при экспериментальной оценке жесткости составных балок – коэффициент нелинейных искажений, который оказался очень чувствительным к дефектам таких балок и весьма информативным. В диссертации А.В. Туркова [115] приводятся подробные теоретические исследования работы многослойных составных деревянных балок с учетом поперечных связей и связей сдвига. При этом выявлены закономерности работы таких связей при различных вариантах их установки.

Последние годы научные работы по развитию методов расчета и контроля параметров качества составных конструкций велись многими творческими коллективами нашей страны (в гг. Казани [1, 102], Санкт Петербурге [128], Москве [105, 126], Новосибирске [70] и многие др.).

Следует отметить отдельное направление развития методов расчета со-

ставных (двухслойных и трехслойных) пластинок, широко применяющихся в машиностроении, в частности в авиастроении и судостроении. В основу этих методов положены другие предпосылки, отличные от используемых в выше описанных работах в области строительства. Авторами этих методов являются выдающиеся ученые А.Я. Александров, А.П. Прусаков, Л.М. Куршин [3, 65], члены научного коллектива, созданного и долгое время возглавляемого членом-корреспондентом РААСН Э.И. Григолюком [21, 22] и другие.

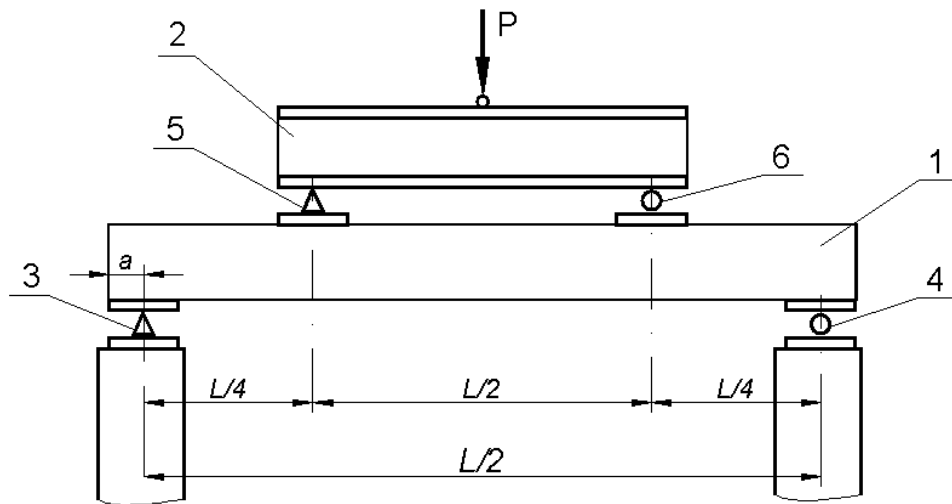
1.3 Методы контроля жёсткости и прочности строительных конструкций

Современные методы контроля качества строительных конструкций можно разделить на две принципиально отличные группы: разрушающие и неразрушающие.

Разрушающие методы³ испытания строительных конструкций путем их статического нагружения постепенно возрастающей нагрузкой широко используются в строительной индустрии для контроля прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций серийного изготовления [10, 14]. При их использовании контролируемая конструкция доводится до разрушения, и тем самым определяется её несущая способность. Разрушающие методы используются при выборочном контроле прочности строительных конструкций, их узлов и отдельных элементов. Для этого отбирается несколько изделий из партии серийно выпускаемых конструкций, количество которых регламентируется ГОСТом [14] или проектной документацией.

Обычно конструкции испытывают в том положении, в каком они работают непосредственно в сооружении с учетом предусмотренных проектом граничных условий. При испытании балочных конструкций по схеме шарнирного опирания их концов одну из опор делают шарнирно подвижной, а другую шарнирно неподвижной (рисунок 1.17).

³ Материал этого параграфа написан с использованием ГОСТ 8829-94 [14].



*1 – испытуемая конструкция; 2 – распределительная балка;
3, 5 – шарнирно неподвижные опоры испытуемой и распределительной балок;
4, 6 – шарнирно подвижные опоры этих балок*

Рисунок 1.17 – Схема испытания балки на двух опорах

Конструкции испытывают на специальных испытательных стендах, обеспечивающих возможность приложения нагрузки по заданной расчетной схеме с погрешностью не более $\pm 5\%$ от величины контрольной нагрузки.

Балки, плиты и настилы испытывают равномерно распределенной нагрузкой в виде металлических или бетонных блоков (плиток), кирпичей, ящиков с песком, щебнем и т. п.

При разрушающих испытаниях железобетонных конструкций контролируют максимальный прогиб (жесткость конструкции), ширину раскрытия трещин и предельную разрушающую нагрузку. Допускаемые (нормируемые) значения контролируемых параметров и порядок загрузки конструкций указываются в стандартах, технических условиях или рабочих чертежах на каждый вид конструкций. На чертежах всех предварительно напряженных железобетонных конструкций должны быть приведены контрольные нагрузки для проверки их жесткости и трещиностойкости в возрасте 3, 7, 14, 28 и 100 суток.

Партия конструкций считается годной, если результаты испытаний отобранных конструкций удовлетворяют всем требованиям по жесткости, трещиностойкости и прочности.

Разрушающие методы контроля качества строительных конструкций являются экономически неэффективными, они не обеспечивают гарантии качества и эксплуатационной надежности всех конструкций из контролируемой партии.

Более экономичными являются неразрушающие методы. На предприятиях строительной индустрии, в частности на заводах ЖБИ, с помощью неразрушающих методов определяют влажность заполнителей бетона, степень уплотнения бетонной смеси в процессе формирования железобетонных конструкций, плотность и прочность бетонов в изделиях, наличие и расположение арматуры, степень натяжения предварительно напряженной арматуры. Эти методы сохраняют дальнейшую эксплуатационную пригодность контролируемых конструкций без нарушения их несущей способности [2, 5, 10].

Укрупненно неразрушающие методы контроля качества строительных конструкций можно подразделить по видам физического воздействия на конструкции:

- акустические методы, основанные на анализе изменения параметров упругих колебаний и регистрации эффектов акустических эмиссий при ультразвуковом воздействии на конструкцию [4, 6, 17, 37, 68, 89, 91];

- магнитные методы (индукционный и магнитопорошковый), при использовании которых изучается изменения магнитного поля, воздействующего на конструкцию, под влиянием имеющихся дефектов [5, 26];

- электрические методы, основанные на оценке параметров емкости, электроиндуктивности и электросопротивления изучаемых объектов под воздействием электрического тока [62];

- радиоволновые методы, основанные на изучении физических эффектов при распространении высокочастотных и сверхвысокочастотных колебаний в контролируемых изделиях [62, 63];

- радиационные методы, основанные на регистрации нейтронов и радиоизотопов, проходящих через изделие при воздействии на него радиационного излучения [16, 34, 68];

- оптические методы испытаний моделей и конструкций в проходящем и отраженном световых излучениях [2];
- тепловые методы, основанные на изучении динамики тепловых полей и теплового контраста объектов [111];
- метод проникающих сред, основанный на регистрации индикаторных жидкостей или газов, проникающих через контролируемый объект (например, сварные или заклепочные соединения) [111, 51].

Существует специфическая группа механических (склерометрических) методов испытания строительных конструкций, в основе которых лежат функциональные связи между прочностью материала, твердостью поверхностного слоя с силами сцепления в нём, среди которых наиболее широко распространены метод упругого отскока, метод скалывания ребра, метод отрыва, метод вырубки образцов, метод пластических деформаций [18, 68, 69, 73, 88, 89]. Последние являются частично разрушающими, но поддающиеся не дорогостоящему ремонту.

Рассмотренные неразрушающие методы испытания конструкций имеют ряд недостатков. Например, с помощью механических методов можно с невысокой точностью определять прочность бетона только в локальных точках поверхностного и приповерхностного слоев конструкции, а с помощью физических методов можно оценивать контролируемые характеристики конструкций лишь косвенно.

К неразрушающим методам относятся методы контроля жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций с помощью статического нагружения без доведения конструкции до разрушения [26, 27]. Методы тензометрии также относятся к неразрушающим методам исследования строительных конструкций [19].

Среди неразрушающих методов следует особо выделить и рассмотреть отдельно наиболее распространенные из них: ультразвуковые и вибрационные.

Ультразвуковые методы [4, 6, 17, 37, 68, 89, 91] наиболее широко применяются при контроле качества сварных соединений металлических конструк-

ций, трубопроводов для определения макроскопических дефектов в сварных швах, и контроля толщины различных изделий и конструкций из металла. В железобетонных конструкциях ультразвуковые методы применяются для контроля физико-механических характеристик бетона (прочность и однородность бетона, качество заполнения каналов в конструкциях с напрягаемой канатной арматурой при ее натяжении на бетон др.). В основе этих методов лежат функциональные связи между контролируемыми параметрами (упругими характеристиками) конструкции и акустическим сопротивлением ультразвуковой волны, скоростью и временем ее распространения.

Большинство конструкционных материалов являются изотропными. Условно изотропным считается и бетон. Скорость продольных c_ℓ и поперечных c_t волн определяется с помощью следующих зависимостей [88]:

$$c_\ell = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}}; \quad c_t = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}}, \quad (1.1)$$

где E – модуль упругости материала; ν – коэффициентом Пуассона.

Скорость распространения ультразвука в бетоне и железобетоне изменяется с плотностью бетона, его возрастом, условиями твердения, объемом и типом заполнителя, показателем водоцементного отношения, влажностью бетона, температурой наружного воздуха, процентом армирования.

При постоянном составе бетона его прочность зависит от пористости: чем больше пор в бетоне, тем меньше его плотность и прочность. Чем меньше пор, тем больше прочность бетона и скорость распространения ультразвука.

Скорость распространения продольных и поперечных волн в металлах и сплавах колеблется в пределах от 2160 до 12540 м/с и зависит от химического состава, кристаллической структуры металла, технологии его обработки и температуры.

Определение прочности бетона с помощью ультразвука производят на основе корреляционной связи между прочностью бетона и скоростью звукового или ультразвукового импульса в испытываемом изделии [68] (рисунке 1.18).

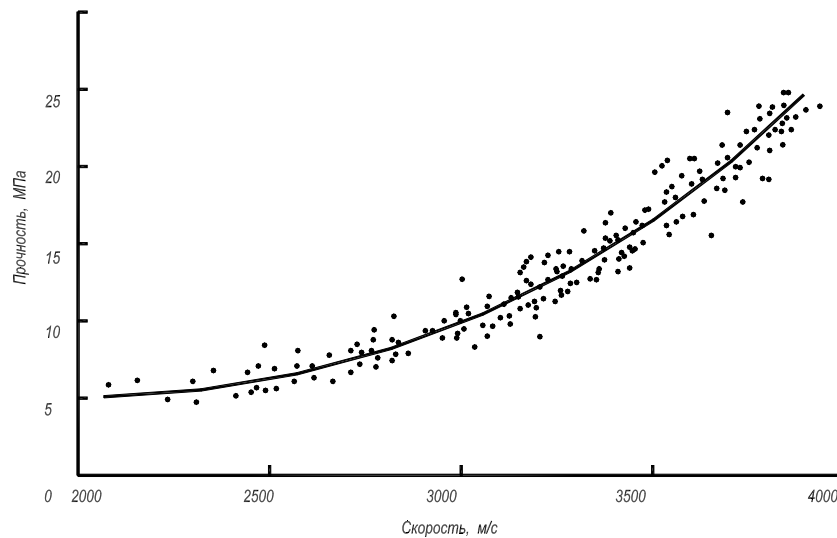


Рисунок 1.18 – Пример графика корреляционной связи между скоростью ультразвука в бетоне и его пределом прочности при сжатии [68]

Ультразвуковой метод позволяет достаточно просто производить оперативный контроль свойств бетона по сравнению с другими методами. Однако для каждого состава бетона необходимо строить тарировочные кривые «прочность бетона – скорость ультразвука», что является существенным недостатком этого метода. Кроме того, ультразвуковые методы не дают возможности оценить, хотя бы интегрально, параметры прочности и жесткости строительных конструкций и трещиностойкости железобетонных конструкций. Это можно осуществлять либо путем проведения статических (разрушающих) испытаний, либо с помощью вибрационных (неразрушающих) испытаний.

1.4 Вибрационные методы

В основу вибрационных методов контроля качества строительных конструкций положено возбуждение в них собственных или вынужденных механических поперечных или продольных колебаний, измерение амплитудно-частотных характеристик колебательного процесса (основной или резонансной частоты колебаний, амплитуды и логарифмического декремента затухания колебаний) и выявлении функциональных зависимостей между контролируемыми параметрами конструкций (прочности, жесткости и трещиностойкости) и этими динамическими характеристиками. В связи с этим различают два способа воз-

буждения в конструкции колебаний [71, 108]:

- *способ свободных затухающих колебаний*, при котором динамические параметры конструкций определяются путем аналитической обработки спектрограмм, виброграммам или осциллограммам колебательного процесса [38];

- *способ вынужденных колебаний*, при котором осуществляется постепенное изменение частоты вынужденных колебаний с использованием вибро-возбудителя и доведение конструкции до резонанса [108].

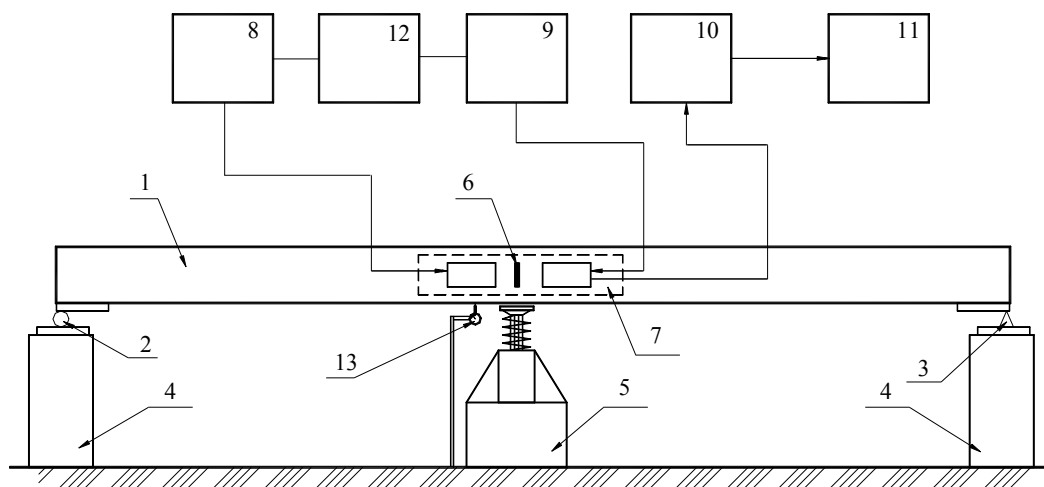
В нашей стране до настоящего времени нет каких-либо нормативных документов по применению вибрационного метода для диагностики и контроля качества строительных конструкций. Эти методы используются лишь в лабораторной практике при исследовании упругих и вязкопластических свойств строительных материалов в образцах и моделях изделий [68, 112]. Для контроля же натурных конструкций динамические методы применяются очень редко и в основном в научных целях.

В 70-е годы прошлого столетия ленинградскими учеными Н.А. Крыловым и К.А. Глуховским была разработана методика, стенды и приборные средства для массового производственного контроля железобетонных пустотелых плит перекрытия [63]. Суть этой методики заключается в определении начальной жесткости поперечного сечения плит по основной частоте или периодам их свободных колебаний и сравнении её с жесткостью, полученной предварительным расчетом конструкции по СНиП 2.03.01-95 [63, 104].

В соответствии с этой методикой при проведении испытаний контролируемую конструкцию устанавливается на специальный стенд⁴ (рисунок 1.19), имеющий одну шарнирно неподвижную опору и одну шарнирно подвижную, которые расположены на расстоянии $0,224L$ от концов изделия (где L – пролет конструкции) или в по концам плит. Затем в средней части конструкции наносится механический удар, возбуждая в ней свободные затухающие колебания, которые фиксируются в виде виброграмм (осциллограмм) с помощью набора

⁴ Принципиальная схема стенда, его описание и принцип работы заимствованы из докторской диссертации Г.В. Слюсарева [108].

приборных средств и измерительной аппаратуры серийного изготовления [63], представленные на рисунке 1.19.



1 – испытуемая конструкция, 2 – шарнирно подвижная опора,
 3 – шарнирно неподвижная опора, 4 – фундаментные подушки стенда,
 5 – электродинамическое ударное устройство,
 6 – модулирующий элемент, 7 – преобразователь виброперемещений
 в электрический сигнал, 8 – устройство тока накачки излучателя,
 9 – источник обратного напряжения фотоприемника,
 10 – согласующий усилитель, 11 – регистрирующие приборы,
 12 – устройство синхронизации импульсного тока накачки и обратного
 напряжения от фотоприемника, 13 – индикатор-прогибомер часового типа

Рисунок 1.19 – Схема стенда для испытания
 строительных конструкций

В результате анализа полученных виброграмм (рисунок 1.20) определяют периоды свободных колебаний конструкций и по ним вычисляют начальный модуль упругости бетона, по которому определяют прочность бетона на сжатие и фактическую начальную жесткость изделия. По начальной жесткости судят о качестве и надежности конструкции.

Для контроля фактической статической жесткости конструкции производят замер максимального прогиба от нормируемой нагрузки.

В испытаниях по описанной методике принимается во внимание только

один динамический параметр – период свободных колебаний. Точность испытаний на подобных стендах невысокая и (составляет (11...13)% с учетом поправок на предварительное напряжение арматуры в конструкции и (17...19)% без учета этих поправок) [63]. Низкая точность обусловлена использованием только одного периода низкочастотных колебаний.

Предложенный метод не позволяет оценить трещиностойкости железобетонных конструкций и определить фактическую степень предварительного напряжения арматуры в них.

Другой способ реализации вибрационного метода был предложен творческим коллективом под руководством Сехниашвили Э.А. [104]. Этот способ использует уже две динамические характеристики конструкций: периоды основной частоты колебаний и логарифмический декремент затухания колебаний. Проведя большой объем экспериментальных работ, были установлены функциональные связи динамических параметров конструкций с их прочностью ($R_{пр}$), жесткостью (w_0) и трещиностойкостью ($a_{сгс}$) в зависимости от величины предварительного напряжения арматуры ($\sigma_{сп}$) [104]:

- динамические параметры железобетонных конструкций функционально связаны с величиной предварительного напряжения арматуры;
- логарифмические декременты колебаний с ростом предварительного напряжения арматуры уменьшаются;
- с увеличением степени предварительного напряжения арматуры периоды свободных колебаний приближаются к периодам колебаний упругих тел тех же геометрических размеров и статических схем;
- изгибная жесткость изделий (w_0) и ширина раскрытия трещин ($a_{сгс}$) при статическом действии нагрузки существенно зависят от прочности бетона и степени предварительного напряжения арматуры ($\sigma_{сп}$); с увеличением прочности бетона и степени преднапряжения жесткость конструкции увеличивается, а ширина раскрытия трещин уменьшается.

Эти функциональные зависимости дают методологическую основу для дальнейшего развития вибрационных методов испытания железобетонных конструкций. Сущность этой методологии заключается в построении для изделий

определенного типа экспериментальные кривые $\delta - \sigma_{sp}$, используя которые можно интегрально оценивать фактическое значение величины предварительного напряжения арматуры в изделиях серийного изготовления [10, 104].

Рассмотренный метод дает возможность получать интегральную оценку параметров жесткости, прочности и трещиностойкости железобетонных конструкций и величину предварительного напряжения арматуры путем сравнения динамических параметров контролируемых конструкций с соответствующими динамическими параметрами так называемых «эталонных» изделий.

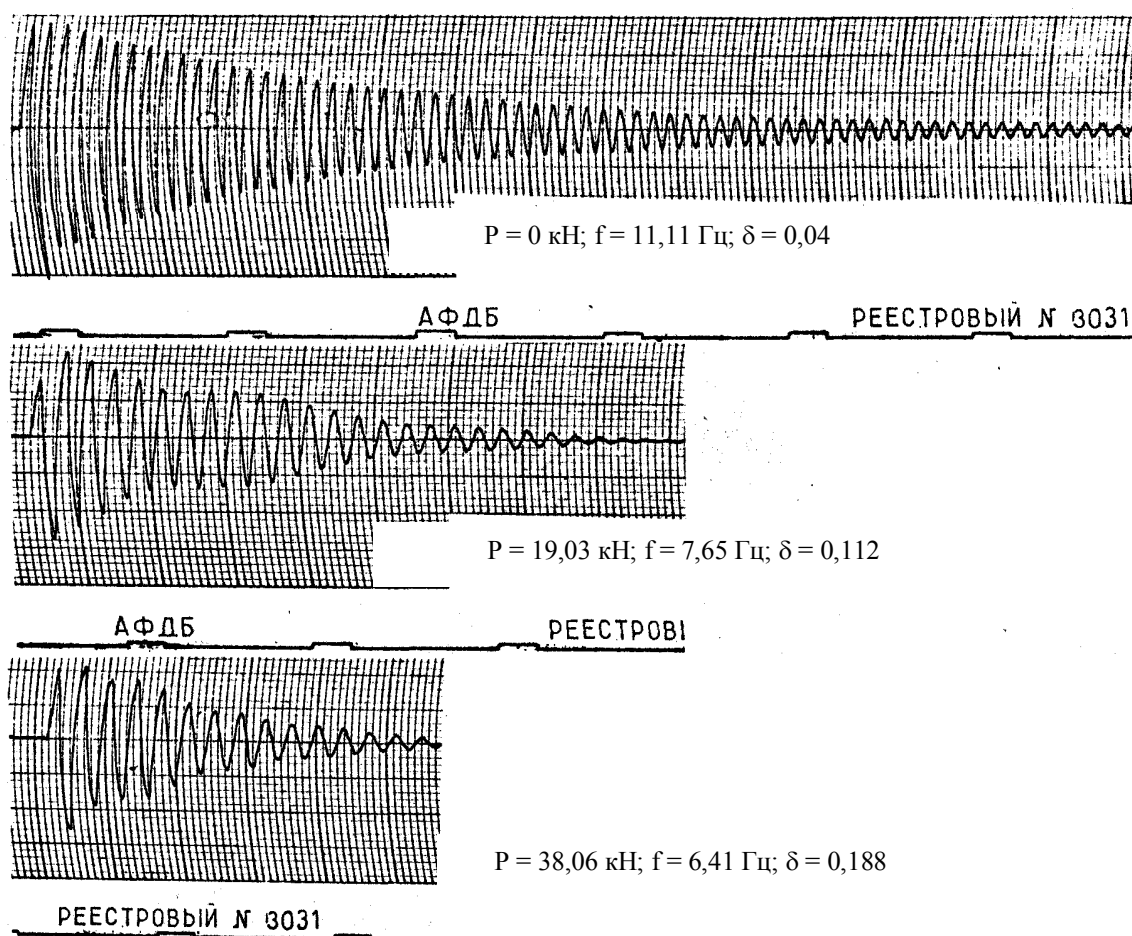


Рисунок 1.20 – Виброграммы и результаты их обработки при испытаниях предварительно напряженных железобетонных плит перекрытия ПК 8-58-12, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой

Логарифмический декремент затухания колебаний можно рассчитать путем аналитической обработки виброграмм (осциллограмм) колебательного

процесса⁵ (рисунок 1.20) по известной формуле [57, 111]:

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \frac{A_i}{A_{i+n}}, \quad (1.2)$$

где A_i , A_{i+n} – амплитуды колебаний средней части пролета испытуемого изделия соответственно в начале и конце выбранного участка виброграммы; n – количество периодов колебаний на выбранном участке виброграммы.

Рассмотренный способ контроля качества предварительно напряженных изгибаемых железобетонных конструкций имеет целый ряд недостатков [108].

1 Необходимость графического построения эталонных кривых $P - \delta$, $w_0 - \delta$ и $a_{сгс} - \delta$ для конструкций с различной степенью предварительного напряжения арматуры $\sigma_{sp} = (0; 0,25; 0,5; 0,75; 1,0; 1,25)\sigma_0$, где σ_0 – проектное значение величины преднапряжения арматуры.

2 Трудоемкость обработки виброграмм для определения величины логарифмического декремента колебаний.

3 Оценка параметров качества серийных изделий путем сравнения полученных динамических характеристик с эталонными носит косвенный характер и во многом зависит от человеческого фактора.

Как уже отмечалось в п. 1.2, в ФГБОУ ВПО «Госуниверситете – УНПК» (г. Орел) под руководством профессора В.И. Коробко ведутся активные исследования по разработке и развитию способов диагностики и контроля качества строительных конструкций с помощью вибрационного метода. В основу этих исследований положена фундаментальная закономерность строительной механики, установленная им для упругих конструкций балочного типа. Суть этой закономерности заключается в следующем: *для упругих изотропных упругих балок постоянной изгибной жесткости, изготовленных из материала, подчиняющегося закону Гука, независимо от вида граничных условий произведение максимального статического прогиба w_0 от действия равномерно распределенной нагрузки q на квадрат их основной (круговой) частоты колебаний в не-*

⁵ Виброграммы колебаний железобетонных плит пустотного настила заимствованы из работы [108].

нагруженном состоянии ω^2 с точностью до размерного множителя есть величина постоянная, равная $4/\pi$:

$$w_0\omega^2 = 4/\pi xq/m, \quad (1.3)$$

где m – погонная масса балки.

Эта закономерность замечательна тем, что не зависит от изгибной жесткости балок, длины пролета, формы поперечного сечения и граничных условий по их концам. Эти параметры при оценке жесткости балок не нужны. Закономерность позволяет без нагружения конструкции только по основной частоте колебаний оценить её жесткость.

Таким образом, задача определения жесткости упругих строительных конструкций существенно упростилась. На основе этой закономерности был разработан целый ряд способов контроля жесткости конструкций балочного типа и других физико-механических параметров конструкций.

Однако для железобетонных балок формула (1.3) не может быть использована, так как железобетон является физически нелинейным материалом. Представляется актуальным разработать способы использования указанной закономерности для балок, изготовленных из материала, обладающего физически нелинейными свойствами.

1.5 Контроль жёсткости составных конструкций

В строительстве широко используются составные конструкции, когда они образуются путем сплачивания двух слоев с разными или одинаковыми физико-механическими характеристиками. Особенно часто это встречается при реконструкции зданий и сооружений, когда необходимо усилить существующие конструкции для увеличения их несущей способности или устранить обнаруженные дефекты, приобретенные в результате эксплуатации.

В теории расчета таких балок [100] используется физический параметр, характеризующий жёсткость горизонтального шва – коэффициент жесткости

шва ξ , который зависит от вида и жёсткости связей сдвига, их количества и ряда других причин. Этот коэффициент определяется по формуле

$$\xi = T_c \cdot n / \Gamma, \quad (1.4)$$

где T_c – сдвигающее усилие, приходящееся на одну связь; n – число связей на единицу длины шва; Γ – деформация взаимного сдвига смежных волокон двух соседних слоёв, соединенных связями сдвига. Заранее определить жёсткость шва по его конструктивному исполнению невозможно. Это можно сделать только экспериментально путем испытания или целой конструкции, или её фрагмента на сдвиг на специальном стенде. Регламентов на проведение таких испытаний, ГОСТов до настоящего времени не разработано. В необходимых случаях, чаще всего в научных целях, изготавливается специальный стенд и сопутствующее нестандартизированное оборудование.

При реализации этого способа фрагмент испытуемого стержня устанавливают на стенде, закрепляют нижний слой неподвижно, а к верхнему слою, прикладывают сдвигающее усилие T_c , измеряют величину абсолютного сдвига Γ двух смежных волокон соседних слоёв, и определяют коэффициент жесткости горизонтального шва по формуле (1.4).

Этот способ обладает рядом недостатков, заключающихся в том, что он не позволяет оценивать жесткость шва в длиномерной конструкции из-за сложности ее испытания на сдвиг, а также в конструкции, стоящей непосредственно в сооружении, из-за невозможности её испытания на сдвиг.

В связи с многообразием составных конструкций (различные площади поперечных сечений, разнообразные виды нагелей (стальные, стеклопластиковые, дубовые и т.п.), изменяемая высота соединительного шва и др.) проводить каждый раз испытания их фрагментов на сдвиг перед проектированием весьма трудоемко и дорого. Поэтому для проектировщиков были разработаны рекомендации по конструированию и расчёту составных деревянных конструкций, в основу которых положены эмпирические формулы, приведённые в СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции» [109]. В этих нормах для нагельных соединений приводится расчетная несущая способность на один шов сплачивания деревянных составных стержней в зависимости от толщины соединяемых слоев, вида

нагелей, и вида напряженного состояния в сечениях составной конструкции. При всём том многообразии соединений и видов составных конструкций, которых предлагает нам строительная практика, эти рекомендации лишь весьма приближенно отражают действительную несущую способность соединительного шва. Кроме того, по методике, предложенной в нормативном документе [109], невозможно проводить анализ напряженно-деформированного состояния в составных конструкциях с использованием, например, аналитической теории А.Р. Ржаницына. Поэтому разработка простых и нетрудоёмких способов определения коэффициента жесткости шва в составных конструкциях является актуальной задачей.

При оценке жесткости составной конструкции балочного типа можно было бы рекомендовать вибрационный метод, суть которого изложена в п. 1.5. В данном случае этот метод позволил бы определить максимальный прогиб составной балки без знания коэффициента жёсткости соединительного шва. Ввиду того, что нагельные соединения являются податливыми, составная конструкция при достаточно большом числе нагелей может рассматриваться как упругая, а при малом числе нагелей является конструктивно нелинейной. Поэтому использование закономерности (1.3) в последнем случае невозможно. Возникает проблема по доработке вибрационного способа оценки жесткости составной конструкции при малом числе нагелей.

В процессе изготовления многих строительных конструкций в заводских условиях и при производстве строительно-монтажных работ на стройплощадке возникает необходимость их укрупнительной сборки. Во многих случаях стыковое соединение конструкций обладает меньшей изгибной жесткостью, чем соединяемые элементы. В связи с этим возникает проблема оценки влияния снижения изгибной жёсткости укрупненной конструкции в стыковых соединениях на их общую жёсткость. Анализ литературных источников показал, что этой проблеме уделяется мало внимания. В большинстве случаев стыковое соединение принимается равнопрочным. Для металлических конструкций такое допущение вполне оправдано, поскольку выполнить равнопрочный стык для таких конструкций нетрудно. А вот для деревянных конструкций в стыковых соединениях, работающих на изгиб, из-за смятия древесины происходит существенное снижение изгибной жесткости. Способов оценки такого снижения изгибной жесткости нет. Поэтому целесообразно такие способы разработать.

1.6 Основные выводы по главе 1. Цели и задач исследования

В заключение представленного обзора можно сделать следующие краткие выводы.

1 Составные конструкции в виде балок и стержней весьма широко представлены в современном строительстве. Теория расчета таких конструкций считается завершённой. Одним из важных параметров, характеризующих составную конструкцию, является коэффициент жесткости соединительного шва, который используется в расчете при конструировании таких конструкций и оценке их напряженно-деформированного состояния. Определить аналитическим путем значения этого коэффициента для всего многообразия составных конструкций невозможно. Это можно сделать только экспериментально для каждого типа конструкций, отличающихся размерами, материалом, толщиной объединяемых слоев, их количеством, высотой соединительного шва, видом вертикальных связей и связей сдвига и многими другими факторами.

2 Самым простым и естественным способом определения коэффициента жесткости шва для составных конструкций, вытекающим из выражения (1.4), является испытание на сдвиг фрагмента каждого типа составной конструкции, или её модели с соблюдением условий физического моделирования (геометрического и физико-механического подобия). Этот способ очень трудоемок, сложно реализуем и экономически неэффективен. Других способов оценки жесткости соединительного шва нет. Поэтому представляется целесообразным разработать более простые и надежные способы контроля жесткости шва составных конструкций с использованием приёмов их статического и динамического нагружения.

3 Реализация способа статического нагружения реальных составных конструкций сопряжена с большими трудностями, связанными с осуществлением их нагружения ступенчато возрастающей нагрузкой. Более перспективным в этом плане, очевидно, будет способ динамического нагружения. Известные вибрационные способы контроля жесткости балок с цельным (монолитным) сечением, разработанные в последнее годы в ФГБОУ ВПО «Государственный университет –

УНПК», дают основания предполагать, что они могут быть адаптированы и для составных конструкций. Однако математическая модель, положенная в основу вибрационных способов, справедлива лишь для материала, подчиняющегося закону Гука. А, как известно, составные конструкции, например, на нагельных соединениях при небольшом их количестве обладают податливыми свойствами. Поэтому для разработки вибрационных способов контроля жесткости составных конструкций требуются дополнительные экспериментально-теоретические исследования для разработки вибрационных способов контроля жесткости конструкций балочного типа, обладающих физически нелинейными свойствами. Такие способы дадут возможность оценивать жесткость конструкций в условиях их упругопластического деформирования, что весьма актуально при исследовании работы железобетонных конструкций в процессе трещинообразования.

4 Для большепролетных деревянных конструкций существует проблема конструирования равнопрочного стыка при их укрупнительной сборке. Осуществить такой стык практически невозможно, поскольку при нагружении укрупненных конструкций происходит обмятие древесины в стыке, что приводит к снижению его изгибной жесткости. Знание действительной изгибной жесткости укрупнительного стыка необходимо для его учета при исследовании напряженно-деформированного состояния всей конструкции. Способы экспериментальной оценки изгибной жесткости стыкового соединения неизвестны, поэтому их разработка представляется актуальной задачей.

На основании приведенных выводов можно сформулировать цель настоящего исследования и задачи, которые необходимо решить для её реализации.

Целью диссертационной работы является разработка и совершенствование статических и вибрационных способов и методик определения жесткостных характеристик строительных конструкций балочного типа и их экспериментальная проверка.

Для достижения этой цели необходимо решить **следующие задачи**:

– провести анализ теоретических основ расчёта составных конструкций и

показать возможность экспериментального определения жесткости соединительно шва с учётом фундаментальных закономерностей деформирования балок при их статическом и динамическом нагружении;

- разработать статический и вибрационный способы определения жесткости горизонтального шва составных балок и методики их реализации;

- провести теоретическое тестирование предложенных способов на примере металлических ферм с параллельными поясами;

- оценить влияние геометрии решетки стальных ферм с параллельными поясами на их жесткость;

- разработать способы и методики определения: жесткости балок с вертикальным стыком в пролете, изгибной жесткости вертикального стыка в балке;

- изучить взаимосвязь задач поперечного изгиба и свободных колебаний упругих балок, изготовленных из материала, обладающего физически нелинейными свойствами, разработать способ определения жесткости таких балок;

- разработать конструкции двухслойных деревянных балок для испытания;

- провести экспериментальные исследования составных деревянных балок и балок из материала с физически нелинейными свойствами с обработкой результатов измерений и сопоставить их с теоретическими результатами.

II СТАТИЧЕСКИЙ И ВИБРАЦИОННЫЙ СПОСОБЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ ЗАДАЧ ПОПЕРЕЧНОГО ИЗГИБА И СВОБОДНЫХ КОЛЕБАНИЙ БАЛОК

2.1 Некоторые общие вопросы классической теории механического подобия и моделирования конструкций

Моделирование строительных и машиностроительных конструкций является одним из эффективных средств их экспериментального исследования. С его помощью во многих случаях удаётся заменить изучение натурального объекта исследованием его уменьшенной механически подобной модели с последующим переходом от параметров модели к параметрам натурной конструкции. Научную основу моделирования составляет *теория подобия*, в которой изучаются свойства подобных систем и требования, предъявляемые к модели.

Методы подобия и моделирования являются основой любого научно поставленного эксперимента. Использование моделей для испытаний позволяет существенно снизить затраты на проведение дорогостоящих экспериментов над реальными конструкциями.

Два геометрических объекта (линия, плоская фигура, тело) геометрически подобны и сходственно расположены, если один из них может быть размещён внутри другого таким образом (рисунок 2.1, а), чтобы в результате равномерной «деформации» любого из них, когда все размеры изменяются в одинаковое число раз, они совпали [127]. В этом случае соответственные точки, линии и поверхности обоих объектов называются *сходственными*. Для каждой из сходственных точек геометрически подобных объектов выполняются равенства

$$\frac{x_1}{x_2} = \frac{y_1}{y_2} = \frac{z_1}{z_2} = \frac{L_1}{L_2} = m_0 = \text{const}, \quad (2.1)$$

где индексы 1 и 2 относятся к размерам соответственно 1-го и 2-го тела; x_i, y_i, z_i – декартовы координаты произвольной точки тел; L_i – характерный размер тел; $L_1/L_2 = m_0$ – линейный масштаб подобных объектов. Из этих равенств можно

получить отношения:

$$\frac{x_1}{l_1} = \frac{x_2}{l_2}, \quad \frac{y_1}{l_1} = \frac{y_2}{l_2}, \quad \frac{z_1}{l_1} = \frac{z_2}{l_2}, \quad (2.2)$$

которые позволяют по размерам одного из объектов определить все размеры другого объекта простым пересчетом.

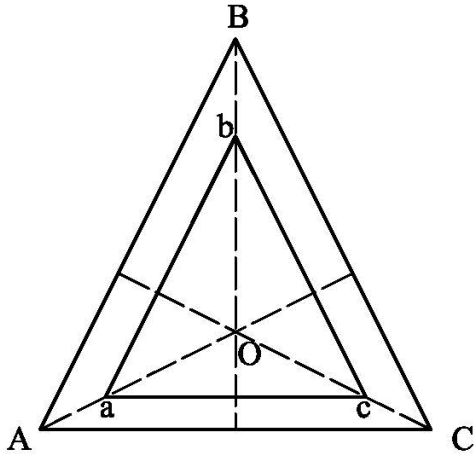


Рисунок 2.1 – Геометрически подобные и сходственно расположенные треугольники

Коэффициенты пропорциональности между размерами сходственных поверхностей (или объемов) геометрически подобных тел равны квадратам (или кубам) линейного масштаба.

Обобщением геометрического подобия является физическое подобие: *«два физических явления подобны, если по численным значениям физических характеристик одного явления можно получить значения сходственных характеристик другого простым пересчетом»* [103, 127]. Такой пересчет обычно

производится на основе свойств инвариантности некоторого числа независимых комбинаций безразмерных комплексов, образованных из основных параметров подобных физических явлений.

Необходимым и достаточным признаком физического подобия двух явлений является равенство численных значений независимых безразмерных комбинаций (комплексов) основных параметров рассматриваемых систем, которые называют *критериями подобия*.

Условия инвариантности критериев подобия Π_k для двух механических систем записывается в форме выражения

$$\Pi_k = \text{idem} \quad (k = 1, 2, \dots, n).$$

Здесь символ *idem* означает «одно и то же». Например, одним из условий динамического подобия колебаний двух упругих балок, описываемых четырьмя геометрическими и физическими параметрами, является критерий подобия

$$\omega l^2 \sqrt{m/(EI)} = \text{idem}, \quad (2.3)$$

где ω – собственная частота колебаний; ℓ – пролёт балки, m – погонная масса балки; E – модуль упругости материала; I – момент инерции сечения. В развернутой форме это выражение можно представить так:

$$\omega_1 \ell_1^2 \sqrt{\frac{m_1}{E_1 I_1}} = \omega_2 \ell_2^2 \sqrt{\frac{m_2}{E_2 I_2}}, \quad (2.4)$$

где индекс 1 относится к первой балке (модели), а 2 – ко второй (оригиналу).

Одним из условий подобия при статическом нагружении двух упругих балок, описываемых четырьмя геометрическими и физическими параметрами, является критерий подобия

$$w_0 EI / (q \ell^4) = \text{idem}, \quad (2.5)$$

где w_0 – максимальный прогиб балки; q – интенсивность равномерно распределенной нагрузки. По аналогии с (2.4) из (2.5) следует

$$\frac{(w_0)_1 E_1 I_1}{q_1 \ell_1^4} = \frac{(w_0)_2 E_2 I_2}{q_2 \ell_2^4}. \quad (2.6)$$

Для обеспечения физического подобия явлений в модели системы и её оригинале необходимо и достаточно обеспечить их геометрическое подобие, подобие условий опирания, равенство коэффициентов Пуассона материала модели и оригинала и подобие нагрузок. При динамических испытаниях необходимо также обеспечить подобие характеристик сосредоточенных упругих и инерционных элементов и изменение времени пропорционально линейному масштабу. При выполнении этих условий прогибы рассматриваемых элементов будут изменяться пропорционально линейному масштабу, а углы поворота и относительные деформации в модели и оригинале будут одинаковые [127].

При выполнении модели и оригинала из одного и того же материала количество независимых критериев подобия уменьшается на единицу. При этом возможность произвольного выбора остается только для линейного масштаба.

При динамическом моделировании однопролётной балки основная частота колебаний ω_2 будет определяться по формуле

$$\omega_2 = \omega_1 \frac{\ell_1^2}{\ell_2^2} \sqrt{\frac{m_1}{m_2} \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2}}, \quad (2.7)$$

а при статическом моделировании максимальный прогиб оригинала $(w_0)_2$ будет определяться по формуле

$$(w_0)_2 = (w_0)_1 \frac{E_1 I_1 q_2 \ell_2^4}{E_2 I_2 q_1 \ell_1^4}, \quad (2.8)$$

При оценке относительной погрешности результатов, полученных с использованием теории моделирования по формулам (2.7) и (2.8), необходимо учитывать абсолютные погрешности всех параметров, относящихся и к модели при её изготовлении, и к оригиналу – готовой конструкции со среднестатистическими отклонениями от номинальных параметров и измерением прогиба модели. Очевидно, что относительная погрешность при этом будет высокой. Кроме того, на окончательную величину относительной погрешности будут накладываться погрешности, связанные с обеспечением подобия геометрических и физических условий опирания, равенства коэффициентов Пуассона материала модели и оригинала и подобия действующих нагрузок – погрешности, оценить которые весьма трудно.

Таким образом, использование теории подобия и моделирования строительных конструкций при рассмотрении каждого вида деформации в отдельности приводит к существенным относительным погрешностям.

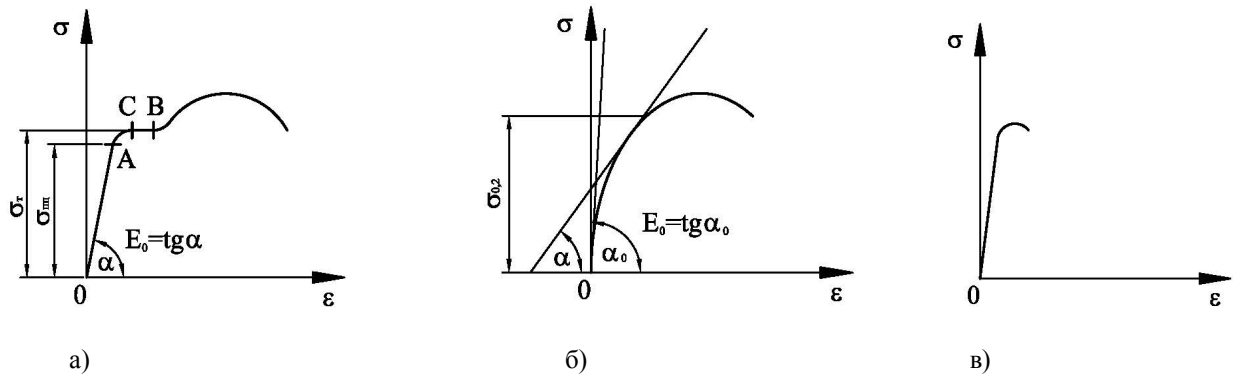
2.2 Взаимосвязь задач поперечного изгиба и свободных колебаний балок из различных конструкционных материалов

2.2.1 Диаграммы $\sigma - \varepsilon$ для основных конструкционных материалов

В строительстве применяются различные конструкционные материалы, из которых можно выделить три основные группы:

– материалы, обладающие выраженными пластическими свойствами, у которых на диаграмме $\sigma - \varepsilon$ (рисунок 2.2-а) ярко проявляется площадка текучести (например, малоуглеродистая сталь ВСт3);

- упругопластические материалы (например, железобетон, алюминий), у которых на диаграмме $\sigma - \varepsilon$ (рисунок 2.2-б) отсутствует площадка текучести;
- хрупкие материалы (например, чугун), у которых практически до разрушения зависимость $\sigma - \varepsilon$ остается линейной (рисунок 2.2-в).



а) диаграмма $\sigma - \varepsilon$ для малоуглеродистой стали ВСт3;

б) диаграмма $\sigma - \varepsilon$ для железобетона; в) диаграмма $\sigma - \varepsilon$ для чугуна

Рисунок 2.2 – Диаграммы $\sigma - \varepsilon$ для различных конструкционных материалов

Одной из основных физико-механических характеристик конструкционных материалов является модуль упругости E , который численно равен тангенсу угла наклона линейного участка диаграммы $\sigma - \varepsilon$ к горизонтали (рисунок 2.2-а). Для упругопластических материалов типа железобетон, алюминий из-за отсутствия линейного участка вводят понятия начального модуля упругости E_0 , который численно равен тангенсу угла наклона между горизонталью и касательной, проведенной к диаграмме в начале координат, и текущий модуль упругости, который равен углу наклона между горизонталью и касательной к любой точке диаграммы. В таких материалах модуль упругости является величиной переменной, а начальный модуль упругости всегда больше текущего модуля упругости ($E_0 \geq E$).

На рисунке 2.2-а участок диаграммы ОА подчиняется закону Гука – зависимость $\sigma - \varepsilon$ носит линейный характер. Точка А на диаграмме соответствует пределу пропорциональности $\sigma_{\text{пл}}$, а горизонтальная площадка СВ – пределу текучести $\sigma_{\text{т}}$.

На рисунке 2.2-б представлена диаграмма $\sigma - \epsilon$, у которой отсутствует площадка текучести. Для таких материалов принимается условный предел текучести, соответствующий напряжению $\sigma_{0,2}$, при котором остаточные деформации $\epsilon_{ост} = 0,2\%$. Приведенная диаграмма с самого начала имеет нелинейный характер. В таком материале возникают одновременно упругие и пластические деформации, а при разгрузке появляются остаточные деформации. Касательная, проведенная в начало координат образует с горизонтальной осью угол α_0 . Тангенс этого угла соответствует начальному модулю упругости ($\text{tg}\alpha_0 = E_0$). Касательная, проведенная к произвольной точке диаграммы $\sigma - \epsilon$, образует с горизонтальной осью угол α . Тангенс этого угла отвечает текущему модулю упругости ($\text{tg}\alpha = E$).

На рисунке 2.2-в представлена диаграмма $\sigma - \epsilon$, которая практически до разрушения является линейной.

2.2.2 Взаимосвязь задач поперечного изгиба и свободных колебаний упругих балок, изготовленных из материала, подчиняющегося закону Гука

В монографии [53] было исследовано произведение максимального прогиба упругих балок w_0 с различными граничными условиями по концам от действия равномерно распределенной нагрузки q на квадрат основной частоты колебаний этих балок ω в ненагруженном состоянии при условии, что материал, из которого они изготовлены, удовлетворяет закону Гука. Результаты этого численного эксперимента приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Сопоставление произведения $w_0\omega^2$ для однопролетных балок

Схема балки	Основная частота, $\omega = \beta^2 \frac{1}{\ell^4} \sqrt{\frac{EI}{m}}$	Максимальный прогиб, $w_0 = \alpha \frac{q\ell^4}{EI}$	Произведение $w_0\omega^2 = \alpha\beta^4 \frac{q}{m}$	Отклонение от среднего значения, %	Отклонение от значения $4/\pi$, %
I	π^2	5/384	1,268	-0,86	-0,37
II	$(1,25 \pi)^2$	1/185	1,285	0,47	0,94
III	$(1,5 \pi)^2$	1/384	1,284	0,39	0,86
Среднее значение произведения $K = \alpha\beta^4$			1,279		

Примечание – Численные значения коэффициентов пропорциональности в формулах для определения w_0 и ω взяты из справочника [110].

На основе этой таблицы автором монографии [53] был сделан вывод о существовании фундаментальной закономерности, связывающей два вида деформации упругих балок: для упругих балок, изготовленных из материала, подчиняющегося закону Гука, с любой комбинацией граничных условий по концам от шарнирного опирания до жесткого защемления произведение максимального прогиба w_0 от действия равномерно распределенной нагрузки q на квадрат основной частоты колебаний этих балок в ненагруженном состоянии ω с точностью до размерного множителя q/m есть величина постоянная, численно равная $\approx 1,279 \approx 4/\pi$:

$$w_0 \omega^2 \approx 1,279 q/m \approx 4/\pi \times q/m. \quad (2.9)$$

В этой формуле коэффициент $4/\pi$ для любых рассматриваемых граничных условий имеет погрешность не выше 0,94 % (см. таблицу 2.1).

В теории расчета стержневых систем, воспринимающих динамические нагрузки [57], доказано, что для упругих конструкций основная частота собственных колебаний с высокой степенью точности совпадает с их первой резонансной частотой колебаний. Это очень важное свойство динамических систем позволяет производить динамические испытания конструкций, как в режиме свободных колебаний, так и в режиме вынужденных колебаний.

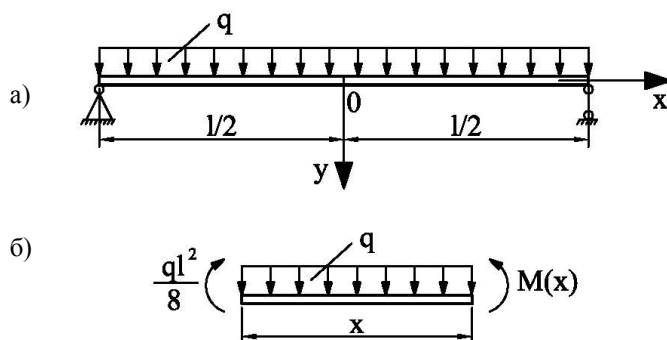


Рисунок 2.3 – Расчетная схема шарнирно опертой балки

Строго теоретического доказательства закономерности (2.9) для балок до настоящего времени не получено. Приведем такое доказательство на примере балки с шарнирно опертыми концами (рисунок 2.3-а).

Рассмотрим известные дифференциальные уравнения поперечного изгиба и свободных

колебаний упругих балок с постоянной изгибной жёсткостью EI [9, 57]:

$$EIw''(x) = -M(x),$$

или

$$EIw^{IV}(x) = q(x); \quad (2.10)$$

$$EIw^{IV}(x) = m\omega^2 w(x), \quad (2.11)$$

где $w(x)$ – прогиб балки; $M(x)$ – выражение для изгибающего момента $q(x)$ – интенсивность распределенной нагрузки. Поместим начало координат в середину балки (рисунок 2.3-а). В этом случае изгибающий момент в произвольном сечении балки согласно рисунку 2.2-б будет определяться из выражения

$$M(x) = \frac{q\ell^2}{8} - \frac{qx^2}{2} = \frac{q}{2} \left(\frac{\ell^2}{4} - x^2 \right).$$

С его учётом дифференциальное уравнение (2.10) примет следующий вид:

$$EIw''(x) = -\frac{q}{2} \left(\frac{\ell^2}{4} - x^2 \right).$$

Интегралом этого уравнения будет функция

$$w(x) = \frac{5}{384} \frac{q\ell^4}{EI} - \frac{q\ell^2 x^2}{16} + \frac{qx^4}{24} = \frac{5}{384} \frac{q\ell^4}{EI} \left(1 - 4,8 \frac{x^2}{\ell^2} + 3,2 \frac{x^4}{\ell^4} \right), \quad (2.12)$$

которую в общем виде можно представить как произведение максимального прогиба балки w_0 на единичную безразмерную функции $f(x)$:

$$w(x) = w_0 f(x), \quad 1 \geq f(x) \geq 0.$$

К решению дифференциального уравнения (2.11) применим вариационный метод Лагранжа-Ритца [57], и рассмотрим задачу в первом приближении, когда балочная функция $y(x)$ представляется в виде одного члена ряда $y(x) = f_1(x)$. В этом случае

$$\omega^2 = EI \int_0^{\ell/2} (f_1''(x))^2 dx \Big/ m \int_0^{\ell/2} f_1^2(x) dx. \quad (2.13)$$

Найдем произведение $w_0\omega^2$:

$$w_0\omega^2 = \frac{EI}{m} \int_0^{\ell/2} (f_1''(x))^2 dx \times \frac{5}{384} \frac{q\ell^4}{EI} \left(1 - 4,8 \frac{x^2}{\ell^2} + 3,2 \frac{x^4}{\ell^4} \right) \Big|_{x=0}^{\ell/2} \Big/ \int_0^{\ell/2} f_1^2(x) dx. \quad (2.14)$$

Зададим единичную функцию $f_1(x)$ в виде выражения, стоящего в скобках в формуле (2.12):

$$f_1(x) = 1 - 4,8 \frac{x^2}{\ell^2} + 3,2 \frac{x^4}{\ell^4}.$$

Найдем её вторую производную:

$$f_1''(x) = -\frac{9,6}{\ell^2} + \frac{38,4x^2}{\ell^4}.$$

Подставим функцию $f(x)$ и её вторую производную в выражение (2.14). Вычислим интегралы, входящие в него, по отдельности:

$$\int_0^{\ell/2} (f_1''(x))^2 dx = \int_0^{\ell/2} \left(\frac{92,16}{\ell^4} - 737,28 \frac{x^2}{\ell^6} + 1474,56 \frac{x^4}{\ell^8} \right) dx = \frac{24,576}{\ell^4};$$

$$\int_0^{\ell/2} f_1^2(x) dx = \int_0^{\ell/2} \left(1 + 23,04 \frac{x^4}{\ell^4} + 10,24 \frac{x^8}{\ell^8} - 9,6 \frac{x^2}{\ell^2} + 6,4 \frac{x^4}{\ell^4} - 30,72 \frac{x^6}{\ell^6} \right) dx = 0,034285.$$

Подставим значения полученных интегралов в выражение (2.14):

$$w_0 \omega^2 = \frac{EI}{m} \frac{24,576}{\ell^4} \times \frac{5}{384} \frac{q \ell^4}{EI} / 0,034285 = 1,270 \frac{q}{m}. \quad (2.15)$$

Как видно из этого выражения, приведённое теоретическое доказательство закономерности (2.9) убедительно подтверждается.

Аналогичный результат получается и при исследовании балки с жестко зашечленными опорами и балки, один конец которой жестко зашечлен, а другой шарнирно оперт. В последнем случае при определении функции прогибов балки необходимо будет производить интегрирование и вправо и влево от сечения с максимальным прогибом, поскольку он не совпадает со средним сечением.

2.2.3 Анализ ожидаемой погрешности при динамическом моделировании задач поперечного изгиба упругих балок

В формулах (2.7) и (2.8), полученных при моделировании задач свободных колебаний и поперечного изгиба пластинок, имеется по девять независимых параметров. Каждый из этих параметров при изготовлении конструкций и

моделей имеет отклонения от номинальных величин, которые скажутся на точности результатов эксперимента. Если для определения относительной погрешности результатов эксперимента использовать известный в метрологии способ максимума-минимума [54], то при таком большом количестве независимых параметров возможная погрешность будет составлять (15...20)%.

Закономерность (2.9) замечательна тем, что описывающее её выражение не зависит от изгибной жесткости балки EI , длины пролета ℓ , вида граничных условий по её концам и вида используемого материала. Это обстоятельство позволяет при обследовании зданий и сооружений контролировать жесткость упругих балок по их основной частоте колебаний при весьма ограниченной информации об этих балках:

$$w_0 = \frac{4}{\pi} \frac{q}{m} \frac{1}{\omega^2}. \quad (2.16)$$

В отличие от формул (2.7) и (2.8) выражение (2.16) имеет всего три независимых параметра, а коэффициент пропорциональности $4/\pi$, имеет известную погрешность, не превышающую 0,94 %. Это означает, что ожидаемая погрешность определения максимального прогиба балок будет низкая. Подробный пример исследования относительной погрешности способом максимума-минимума будет приведен в главе 3 при обработке результатов испытания железобетонных балок.

Очевидно, закономерность (2.9) можно также успешно применять для оценки жесткости составных упругих балок при достаточно большом количестве нагелей, поскольку в этом случае влиянием нелинейной составляющей упругопластических деформаций нагелей можно пренебречь.

2.3 Некоторые сведения из теории расчета составных балок

При монолитном соединении частей сечения составного стержня его можно рассматривать как цельный, используя для оценки напряженно-деформированного (НДС) известные соотношения из курса сопротивления материалов [9]. Однако очень часто не удается жёстко соединить между собой слои составных стержней, и поэтому необходимо при их расчёте учитывать влияние податливости соединений.

Слои составного стержня соединяются между собой связями, которые могут быть сосредоточенными в отдельных сечениях (как правило, регулярными и одинаковой жёсткости) и непрерывно распределенными по длине. Такие системы считаются статически неопределимыми, поскольку для их расчёта уравнений статического равновесия ($\sum X = 0$, $\sum Y = 0$, $\sum M = 0$) недостаточно. Расчет таких конструкций сводится к решению системы канонических уравнений метода сил, которая включает в себя столько уравнений, сколько связей поставлено для соединения слоев. При наличии в составном стержне большого числа сосредоточенных связей их можно считать равномерно распределенными. В этом случае расчёт составного стержня сводится к решению всего лишь одного дифференциального уравнения [100].

Смежные слои составного стержня разделяются *швами*, в которых располагаются связи. Швы могут иметь бесконечно малую толщину, когда слои располагаются вплотную друг к другу, и значительную (видимую) толщину, когда они разносятся на некоторое расстояние (рисунок 2.4). Плоскость, проведённая через шов, называется *разделяющей плоскостью*.

В составном стержне связи шва делят на связи сдвига (наклонные связи), которые воспринимают сдвигающие усилия, и поперечные (вертикальные) связи, которые воспринимают нормальные усилия (рисунок 2.5).

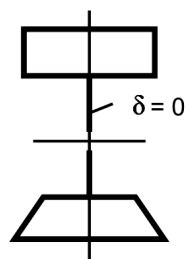


Рисунок 2.4 – Составная балка с разнесёнными слоями

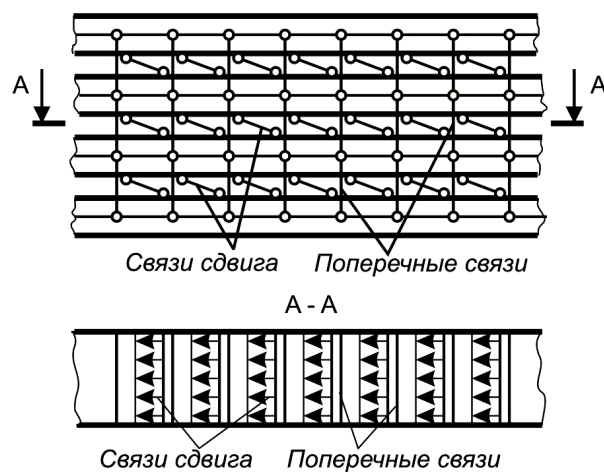


Рисунок 2.5 – Схема расположения поперечных и наклонных связей

Во многих случаях (в частности, в составных стержнях с бесконечно малой толщиной шва) податливостью поперечных связей можно пренебречь, что равносильно предположению об абсолютной жёсткости поперечных связей. Такое предположение соответствует гипотезе об отсутствии поперечных деформаций между отдельными элементарными слоями стержней, принятой в курсе сопротивления материалов при изложении технической теории изгиба. Как показывают расчёты составных стержней, выполненные численными методами, в стержне, длина которого значительно превышает высоту полного сечения, влияние податливости поперечных связей действительно невелико.

Рассмотрим составной стержень, состоящий из $n + 1$ отдельных стержней (n – число швов) с непрерывно расположенными связями (рисунок 2.6).

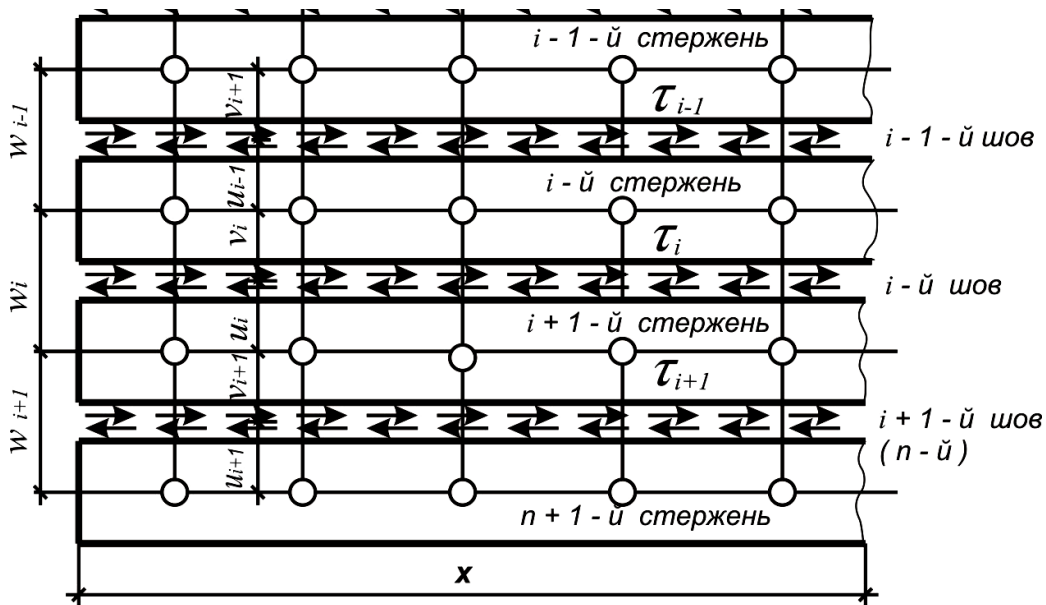


Рисунок 2.6 – Основная система метода сил многослойной балки

При деформации стержня в связях сдвига каждого шва возникают усилия, являющиеся функциями координаты x , отсчитываемой по длине стержня. Значение этих усилий, отнесенное к единице длины шва, обозначим через τ (Н/м). Под действием усилий сдвига в продольных волокнах составляющих стержней возникают продольные деформации ϵ и продольные смещения u . Сосредоточенный сдвиг Γ вдоль разделяющей плоскости шва равен разности смещений верхнего волокна нижележащего стержня u_v и нижнего

волокна вышележащего стержня u_n .

$$\Gamma = u_n - u_b. \quad (2.17)$$

Связь между продольными деформациями волокон и смещениями u выражается соотношением

$$\varepsilon = du/dx = u'.$$

Дифференцируя (2.17), получим

$$\Gamma' = u_n' - u_b' = \varepsilon_n - \varepsilon, \quad (2.18)$$

где ε^n и ε^b – относительные продольные деформации волокон, примыкающих к соединительному шву.

Составной стержень со связями сдвига и поперечными связями является статически неопределимой системой. Работа этих связей характеризуется коэффициентом жесткости шва ξ , который определяется по формуле

$$\xi = \frac{T \cdot m}{\Gamma}, \quad (2.19)$$

где T_c – сдвигающее усилие, приходящееся на одну связь; m – количество связей, приходящихся на единицу длины шва.

При расчете составного стержня может быть использован метод сил, основная система которого получается путем отбрасывания связей сдвига (рисунок 2.5). Применяя этот метод к расчёту многослойных стержней с достаточно большим числом регулярно расположенных связей, А.Р. Ржаницын [100] получил дифференциальное уравнение упругой оси, которое для двухслойной балки от действия равномерно распределенной поперечной нагрузки q может быть представлено в следующем виде:

$$y^{IV} - \lambda^2 y'' = q / \left(\sum_{i=1}^2 E_i I_i + \lambda^2 M_0 / (E_0 I_0) \right). \quad (2.20)$$

В этом выражении

$$\lambda = \sqrt{\xi \gamma}; \quad (2.21)$$

$$\gamma = \sum_{i=1}^2 \frac{1}{E_i A_i} + \frac{w^2}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i}; \quad (2.22)$$

$$E_0 I_0 = \sum_{i=1}^2 E_i I_i + w^2 \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2}{\sum_{i=1}^2 E_i A_i}; \quad (2.23)$$

M_0 – изгибающий момент в рассматриваемом сечении балки от поперечной нагрузки; E – модуль упругости материала; I – момент инерции сечения; c – расстояние между центрами слоев балки; индекс « i » означает принадлежность приведенной физической и геометрической характеристики к соответствующему слою составной балки.

Для двухслойной балки с одинаковыми слоями ($A_1 = A_2 = A$, $I_1 = I_2 = I$, $E_1 = E_2 = E$)

$$E_0 I_0 = 2EI + w^2 \frac{EA}{2}$$

$$\gamma = \frac{2}{EA} + \frac{c^2}{2EI}; \quad (2.24)$$

и уравнение (2.22) преобразуется к виду:

$$y^{IV} - \lambda^2 y'' = q/(2EI) + \frac{\lambda^2 M_0}{2EI + c^2 EA/2}. \quad (2.25)$$

Рассмотрим составную шарнирно опертую балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой q (рисунок 2.7).

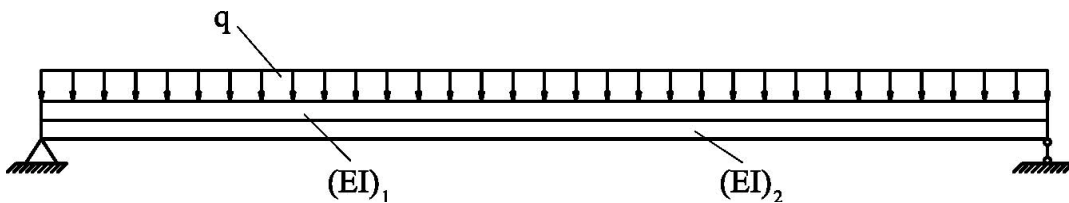


Рисунок 2.7 – Шарнирно опертая двухслойная балка

Ввиду геометрической и физической симметрии заданной балки начало координат целесообразно выбрать в середине пролета (ℓ – половина пролета балки). В этом случае

$$M_0 = \frac{q\ell^2}{8} - \frac{qx^2}{2},$$

и тогда

$$y^{VI} - \lambda^2 y'' = \frac{\lambda^2 q}{2} \cdot \frac{\ell^2 - x^2}{2EI + c^2 EA/2} + \frac{q}{2EI}.$$

Решением этого уравнения с учетом симметрии будет интеграл [100]

$$y = C_1 \operatorname{ch} \lambda \ell + C_2 + \frac{q}{2EI + c^2 EA/2} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{\ell^2 x^2}{4} + \frac{x^2}{2\lambda^2} \right) - \frac{qx^2}{2\lambda^2 2EI}, \quad (2.26)$$

где C_1 и C_2 – постоянные интегрирования, которые находят, используя граничные условия на конце балки $y(\ell) = 0$ и $y''(\ell) = 0$:

$$C_1 = \frac{q}{\lambda^4 D \operatorname{ch} \lambda \ell}, \quad C_2 = -C_1 \operatorname{ch} \lambda \ell + \frac{5}{24} \frac{q \ell^4}{E_0 I_0} + \frac{q \ell^2}{2\lambda^2 D} = \frac{5q \ell^4}{24 E_0 I_0} + \frac{q}{D} \left(\frac{\ell^2}{2\lambda^2} - \frac{1}{\lambda^4} \right),$$

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} - \frac{1}{E_0 I_0} = \frac{1}{2EI} - \frac{1}{2EI + c^2 EA/2}. \quad (2.27)$$

С учетом этих постоянных выражение (2.26) преобразуется к виду

$$y = \frac{q}{\lambda^4 D} \left[\frac{\operatorname{ch} \lambda x}{\operatorname{ch} \lambda \ell} + \frac{\lambda^2}{2} (\ell^2 - x^2) - 1 \right] + \frac{q}{24(2EI + c^2 EA/2)} (5\ell^2 - x^2)(\ell^2 - x^2). \quad (2.28)$$

В середине пролета (при $x = 0$) будем иметь:

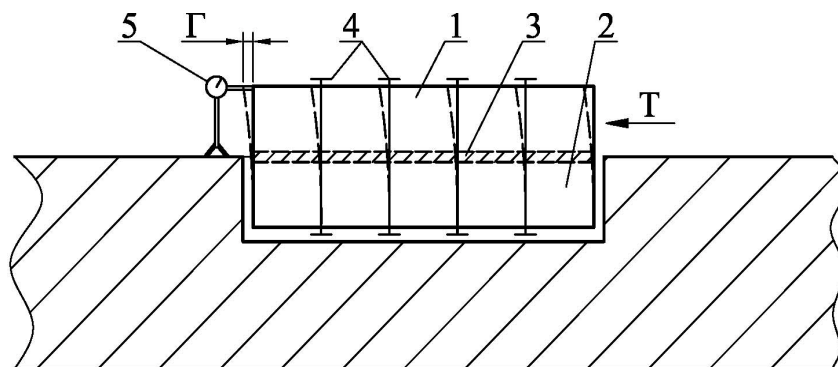
$$y_0 = y_{\max} = \frac{q}{\lambda^4 D} \left[\frac{1}{\operatorname{ch} \lambda \ell} + \frac{\lambda^2 \ell^2}{2} - 1 \right] + \frac{5q \ell^4}{24(2EI + w^2 EA/2)}. \quad (2.29)$$

С помощью зависимости (2.28), используя математический аппарат сопротивления материалов, можно найти все необходимые параметры напряженно-деформированного состояния составной балки в любом её сечении, если известно значение параметра ξ . К сожалению, в реальных составных конструкциях балочного типа значение этого параметра практически всегда неизвестно. Поэтому в теории сооружений важной является научная проблема экспериментального определения коэффициента жесткости горизонтального шва в составных балках.

2.4 Способы оценки жесткости горизонтального шва составных балок

2.4.1 Известный экспериментальный способ

В настоящее время для определения жесткости соединительного шва используются экспериментальные методы, суть которых заключается в следующем. В натуральную величину изготавливают фрагмент балки, который закрепляют на специальном стенде так, что нижний слой балки неподвижен, а к верхнему прикладывается сдвигающее усилие T , величина которого контролируется специальными приборами (рисунок 2.8). При определенной (заданной) величине сдвигающей нагрузки производят замер абсолютной деформации сдвига Γ и по формуле (2.19) подсчитывают значение коэффициента жесткости исследуемого соединительного шва.



1 – верхний слой; 2 – нижний слой; 3 – шов; 4 – нагели; 5 – прогибомер

Рисунок 2.8 – Схема испытания фрагмента балки на сдвиг

На практике чаще испытывают модели составных конструкций (или их фрагментов), используя теорию физико-механического подобия при моделировании конструкций [127]. Однако результаты, получаемые на моделях, существенно отличаются от результатов испытания фрагментов из натуральных балок, поскольку для модели очень трудно выполнить условия физико-механического подобия с реальной конструкцией из-за сложности моделирования работы нагелей.

Описанный метод является весьма трудоемким и не дает возможности определить коэффициент жесткости шва в балках, стоящих непосредственно в здании или сооружении. Поэтому разработка новых методов определения жесткости соединительного шва, позволяющих использовать цельные натурные конструкции, в том числе и находящиеся в условиях эксплуатации, является важной технической задачей.

2.4.2 Способ статического нагружения составных конструкций

Определение коэффициента жесткости шва в двухслойных балках способом статического нагружения конструкций основано на использовании формулы (2.29) для определения максимального прогиба таких балок. Суть этого способа заключается в следующем. Контролируемую балку необходимо нагрузить некоторой равномерно распределенной нагрузкой q и измерить величину её максимального прогиба y_0 . Далее следует подсчитать значение приведённой изгибной жесткости EI и значения параметров γ по формуле (2.24) и D по формуле (2.27). Подставляя y_0 , q , A , EI и D в формулу (2.29), найдём значение параметра λ , и затем с помощью выражения (2.21) – значение коэффициента жесткости шва ξ .

Сложность реализации этого способа заключается в том, что уравнение (2.29) является трансцендентным, и при его использовании необходимо преодолевать трудности вычислительного порядка. Однако при наличии персональных компьютеров эти трудности не существенны.

Предложенный способ позволяет определять значение коэффициента жесткости шва ξ в двухслойных балках, находящихся в условиях эксплуатации, однако он обладает довольно большой трудоёмкостью, связанной с необходимостью нагружения их равномерно распределённой нагрузкой. Выполнить это требование в условиях действующего предприятия, как правило, сложно.

Тестирование предложенного способа можно провести на примере стальных ферм с параллельными поясами и регулярной решеткой, нагруженных равномерно распределённой нагрузкой по верхнему поясу. Такие фермы относятся

к составным конструкциям балочного типа, в которых роль соединительного шва выполняет решётка ферм, и для них формула (2.16) будет справедлива.

Выбор металлических ферм для этих целей объясняется тем, что для некоторых типов решёток (рисунок 2.9) в работе [100] получены точные аналитические зависимости для определения коэффициента жесткости решёток:

$$\text{для решетки типа 1:} \quad \xi = \frac{E \cdot F_p \cdot \cos^3 \alpha}{B^2}, \quad (2.30)$$

$$\text{для решетки типа 2:} \quad \xi = \frac{E}{B^2 \cdot \left(\frac{\cos^{-3} \alpha}{A_p} + \frac{\operatorname{tg}^3 \alpha}{A_c} \right)}, \quad (2.31)$$

где A_p , A_c – площадь поперечного сечения соответственно раскосов и стоек; B – длина панели; α – угол наклона раскоса к горизонтали, а задача определения максимального прогиба ферм является простой инженерной задачей строительной механики.

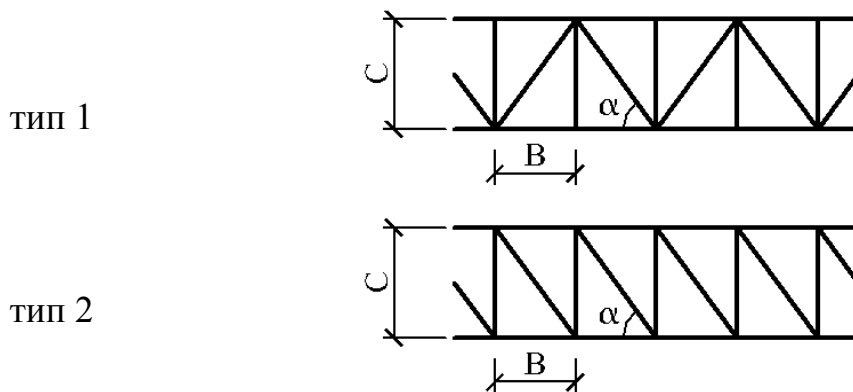


Рисунок 2.9 – Типы решёток ферм с параллельными поясами

Рассмотрим однопролётные шарнирно опертые по концам стальные фермы с параллельными поясами, регулярной решёткой (рисунок 2.9) и следующими геометрическими параметрами: длина ферм $L = 12,0$ м, высота – $C = 1,5$ м, длина панели B переменная с шагом $0,5$ м от $0,50$ м до $3,0$ м. Элементы верхнего и нижнего поясов выполнены из стальных труб $\varnothing 180 \times 6$ мм, для них

$$A_n = 32,79 \text{ см}^2, \quad E = 2 \times 10^{11} \text{ Па},$$

$$I_x = \frac{\pi}{64} (d_n^4 - d_b^4) = \frac{\pi}{64} (0,180^4 - (0,180 - 0,012)^4) = 1,242 \times 10^5 \text{ м}^4.$$

Раскосы и стойки ферм выполнены из труб $\varnothing 140 \times 6$ мм ($A_p = A_c = 25,26 \text{ см}^2$, $E_2 = 2 \times 10^{11} \text{ Па}$). Фермы нагружены по верхнему поясу равномерно распределенной нагрузкой $q = 3 \text{ кН/м}$.

Максимальный прогиб каждой из этих ферм определялся классическим методом с использованием программного комплекса «SCAD». Коэффициенты жесткости решетки определялись по формулам (2.30), (2.31) и с помощью предложенного выше статического способа. Полученные результаты расчета сведены в таблицу 2.2.

Таблица 2.2 – *Определение коэффициента жесткости решётки стальных ферм с параллельными поясами способом статического нагружения*

Тип решетки фермы	Длина панели В (м)	Прогиб u_0 , определенный с помощью программы «SCAD», м	Коэффициент ξ , подсчитанный по формуле (2.21), (Па)	Коэффициент ξ , подсчитанный по формулам (2.30) и (2.31), (Па)	Отклонение (%)
1	0,5	$1,106 \times 10^{-3}$	$11,421 \times 10^7$	$11,543 \times 10^7$	1,07
	1,0	$1,053 \times 10^{-3}$	$11,135 \times 10^7$	$11,530 \times 10^7$	3,43
	1,5	$1,042 \times 10^{-3}$	$10,540 \times 10^7$	$10,610 \times 10^7$	0,66
	2,0	$1,139 \times 10^{-3}$	$8,240 \times 10^7$	$8,645 \times 10^7$	4,68
	3,0	$1,329 \times 10^{-3}$	$5,136 \times 10^7$	$5,369 \times 10^7$	4,34
2	0,5	$1,142 \times 10^{-3}$	$4,550 \times 10^7$	$4,608 \times 10^7$	1,25
	1,0	$1,174 \times 10^{-3}$	$7,069 \times 10^7$	$7,314 \times 10^7$	3,35
	1,5	$1,106 \times 10^{-3}$	$7,789 \times 10^7$	$7,840 \times 10^7$	-0,65
	2,0	$1,203 \times 10^{-3}$	$6,751 \times 10^7$	$7,109 \times 10^7$	3,91
	3,0	$1,350 \times 10^{-3}$	$4,703 \times 10^7$	$4,929 \times 10^7$	4,59

Анализ приведённых в этой таблице результатов позволяет сделать следующие выводы:

– с помощью предложенного способа статического нагружения конструкций можно с удовлетворительной точностью определять значение коэффициента жесткости регулярной решетки ферм с параллельными поясами (или горизонтального шва составных балок);

– чем меньше длина панели В (чем чаще расположены поперечные связи в составной балке), тем выше точность предложенного способа; очевидно, при

дальнейшем увеличении длины панели точность метода будет ухудшаться.

Объяснить последний вывод можно не строгим выполнением закономерности (2.16) для ферм с большой длиной панели, что очевидно, поскольку в этом случае податливость решетки велика из-за более длинных элементов верхнего пояса фермы, которые в этом случае работают в условиях продольно-поперечного изгиба. А этот вид сложного сопротивления зависимостью (2.16) не охватывается.

Предложенный «Способ определения жесткости горизонтального шва в двухслойных конструкциях балочного типа» защищен патентом РФ № 2408864 [79].

2.4.3 Способ вибрационного нагружения составных конструкции

Для составных конструкций с часто расположенными вертикальными и наклонными связями, работающих в упругой стадии, будем считать, что закономерность (2.9) удовлетворяется. Последующие результаты тестирования вибрационного способа нагружения составных конструкций подтвердят или опровергнут это предположение.

Рассматривая совместно выражения (2.29) и (2.16), можно записать:

$$\frac{1}{\lambda^4 D} \left[\frac{1}{\operatorname{ch} \lambda \ell} + \frac{\lambda^2 \ell^2}{2} - 1 \right] + \frac{5 \ell^4}{24 E_0 I_0} = 1,268 \frac{1}{m \omega^2}, \quad (2.32)$$

или

$$\frac{1}{\lambda^4 D} \left[\frac{1}{\operatorname{ch} \lambda \ell} + \frac{\lambda^2 \ell^2}{2} - 1 \right] + \frac{5 \ell^4}{24 E_0 I_0} = \frac{0,03212}{m f^2}, \quad (2.33)$$

где $f = \omega / (2\pi)$ – техническая частота собственных колебаний балки. Полученное трансцендентное уравнение связывает неизвестный параметр λ , в который входит коэффициент жесткости шва ξ , с основной (или первой резонансной) частотой колебаний составной балки f . Эту частоту в контролируемой конструкции можно определить экспериментально, возбуждая в ней колебания на основной (или первой резонансной) частоте. Используя способ итераций из выражения (2.33) можно найти значение параметра λ , а с помощью зависимости (2.21) – значение коэффициента жесткости горизонтального шва ξ .

Способ осуществляется следующим образом. Для заданной двухслойной конструкции балочного типа с известными физическими и геометрическими характеристиками каждого из её слоёв вычисляют физико-геометрические параметры, входящие в выражение (2.33): E_0I_0 – по формуле (2.23), $1/D$ – по формуле (2.27). В шарнирно опертой по концам конструкции, установленной на стенде или стоящей в сооружении, с помощью механического удара или внезапного снятия нагрузки возбуждают собственные поперечные колебания на основной (или первой резонансной) частоте и измеряют эту частоту колебаний f . Подставляя значение f в формулу (2.33), находят методом последовательных приближений значение параметра λ , а затем из выражения (2.21) – значение коэффициента жесткости горизонтального шва ξ .

Тестирование способа вибрационного нагружения конструкций можно провести также с помощью численного эксперимента на примере стальных ферм с параллельными поясами и регулярной решеткой (рисунок 2.9). Дополнительно для приведённых выше параметров ферм подсчитаем значение погонной массы:

$$m_1 = 89,18 \text{ кг/м}, \quad m_2 = 60,04 \text{ кг/м}, \quad m_3 = 52,24 \text{ кг/м}, \quad m_4 = 48,03 \text{ кг/м}.$$

Основная частота колебаний ферм определялась с использованием программного комплекса «SCAD». Значения коэффициентов жесткости шва ξ подсчитывались путем последовательных приближений из уравнения (2.33) и по точным формулам (2.30) и (2.31) [100]. Результаты расчёта и сопоставления коэффициентов ξ сведены в таблицу 2.3.

Анализ табличных данных, приводит к тем же выводам, что и при тестировании способа статического нагружения конструкций. Таким образом, высказанное в начале этого параграфа предположение о справедливости закономерности (2.9) для составных конструкций удовлетворяется.

Предложенный способ динамического нагружения конструкций для контроля жесткости горизонтального шва в двухслойных составных балках может использоваться не только в лабораторных или заводских условиях при изготовлении строительных конструкций балочного типа, но и в балках, находящихся в условиях эксплуатации.

Таблица 2.3 – Определение коэффициента жесткости решётки стальных ферм с параллельными поясами способом динамического нагружения

Тип решетки фермы	Длина панели В (м)	Основная частота колебаний, найденная по программе «SCAD», (c^{-1})	Коэффициент ξ , подсчитанный по формуле (2.33), (Па)	Коэффициент ξ , подсчитанный по формулам (2.30) и (2.31), (Па)	Разница (%)
1	2	3	4	5	6
1	0,5	123,15	$11,672 \times 10^7$	$11,543 \times 10^7$	1,11
	1,0	154,73	$11,790 \times 10^7$	$11,530 \times 10^7$	2,25
	1,5	165,32	$10,340 \times 10^7$	$10,610 \times 10^7$	2,54
	2,0	166,96	$8,144 \times 10^7$	$8,645 \times 10^7$	5,79
2	0,5	111,46	$4,594 \times 10^7$	$4,608 \times 10^7$	0,30
	1,0	146,48	$7,415 \times 10^7$	$7,314 \times 10^7$	1,38
	1,5	159,60	$7,744 \times 10^7$	$7,840 \times 10^7$	1,22
	2,0	162,99	$6,686 \times 10^7$	$7,109 \times 10^7$	5,95

Предложенный «Способ определения жесткости горизонтального шва в двухслойных конструкциях балочного типа» защищен патентом РФ № 2406075 [78].

Для повышения достоверности получаемых результатов с помощью предложенных способов определения жесткости шва составных балок, целесообразно проведение натурального эксперимента с большеразмерными моделями составных деревянных балок. Этим вопросам будет посвящена следующая глава диссертации.

2.5 Влияние геометрии решетки стальных ферм с параллельными поясами на их жесткость

Влияние геометрии решетки стальных ферм с параллельными поясами на их жесткость оценим, проведя численный эксперимент с фермами, рассмотренными выше в п. 2.4.

Подсчитаем по формулам (2.30) и (2.31) значения коэффициента жесткости решеток для ферм с фиксированными высотами ($h = 0,50, 0,75, 1,00, 1,25$ и $1,5$ м) и переменными длинами панелей ($d = 0,75, 1,50, 2,00$ и $3,00$ м) для каждой из указанных высот. Расчет этих ферм осуществлялся с помощью про-

граммного комплекса «Scad», результаты его приведены в таблицах 2.4 и 2.5, а их графическое представление – на рисунках 2.10 и 2.11.

Таблица 2.4 – Значения коэффициента жёсткости решётки стальных ферм с параллельными поясами при постоянной высоте h и переменной длине панели d

d, м	h, м	ξ_1 по (2.30), Н/м	ξ_2 по (2.31), Н/м	ξ_1/ξ_2
1	2	3	4	5
0,75	0,50	264,21	89,74	2,94
1,0		184,61	27,45	6,73
1,5		97,90	4,07	24,05
2,0		58,89	0,99	59,48
3		27,51	0,13	211,6
0,75	0,75	162,16	119,81	1,35
1,0		132,10	59,67	2,21
1,5		82,05	12,20	6,73
2,0		52,95	3,20	16,54
3		26,17	0,44	59,48
0,75	1,00	99,07	90,80	1,09
1,0		91,22	67,39	1,35
1,5		66,05	22,44	2,94
2,0		46,15	6,86	6,72
3		24,48	1,02	24
0,75	1,25	62,47	60,68	1,02
1,0		62,90	55,92	1,12
1,5		51,99	29,15	1,78
2,0		39,33	11,24	3,49
3		22,55	1,90	11,8
0,75	1,50	41,02	40,57	1,01
1,0		44,03	41,91	1,05
1,5		40,54	29,95	1,35
2,0		33,02	14,92	2,21
3		20,51	3,05	6,72

Анализ графиков на рисунках 2.10 и 2.11 говорит о том, что жёсткость решётки существенно зависит от её геометрической схемы. Для решётки первого типа (рисунок 2.10):

- с увеличением высоты фермы при фиксированных значениях длин панели коэффициент жёсткости решётки уменьшается;
- с увеличением длины панели при фиксированных значениях высот ферм коэффициент жёсткости решётки также уменьшается.

Таблица 2.5 – Значения коэффициента жёсткости решётки стальных ферм с параллельными поясами при постоянной длине панели d и переменной высоте ферм h

h , м	d , м	ξ_1 по (2.30), Н/м	ξ_2 по (2.32), Н/м	ξ_1/ξ_2
1	2	3	4	5
0,50	0,75	264,21	89,74	2,94
0,75		162,16	119,81	1,35
1,00		99,07	90,80	1,09
1,25		62,47	60,68	1,02
1,50		41,02	40,57	1,01
0,50	1,00	184,61	27,45	6,72
0,75		132,10	59,67	2,21
1,00		91,22	67,39	1,35
1,25		62,90	55,92	1,12
1,50		44,03	41,91	1,05
0,50	1,50	97,90	4,07	24,05
0,75		82,05	12,20	6,97
1,00		66,05	22,44	2,94
1,25		51,99	29,15	1,78
1,50		40,54	29,95	1,35
0,50	2,00	58,89	0,99	59,48
0,75		52,95	3,20	16,5
1,00		46,15	6,86	6,72
1,25		39,33	11,24	3,49
1,50		33,02	14,92	2,21
0,50	3,00	27,51	0,13	211,6
0,75		26,17	0,44	59,47
1,00		24,48	1,02	24
1,25		22,55	1,90	11,8
1,50		20,51	3,05	6,72

Для решётки второго типа (рисунок 2.11):

– с увеличением длины панели при фиксированных значениях высот ферм коэффициент жёсткости решётки уменьшается;

– графики зависимостей ξ – h имеют максимумы, то есть с увеличением высоты фермы коэффициент жёсткости решётки сначала увеличивается, а затем, достигнув экстремума, уменьшается;

– при фиксированной длине панели наибольшего значения коэффициент жёсткости решётки достигает тогда, когда эта длина равна высоте фермы ($d = h$), то есть при угле наклона раскоса 45° (две нижние кривые экстремумов не имеют, так как $d > h$); – из всех рассмотренных ферм наибольшую жёсткость решётки имеет ферма наименьшей высоты ($h = 0,75$ м и $d = 0,75$ м).

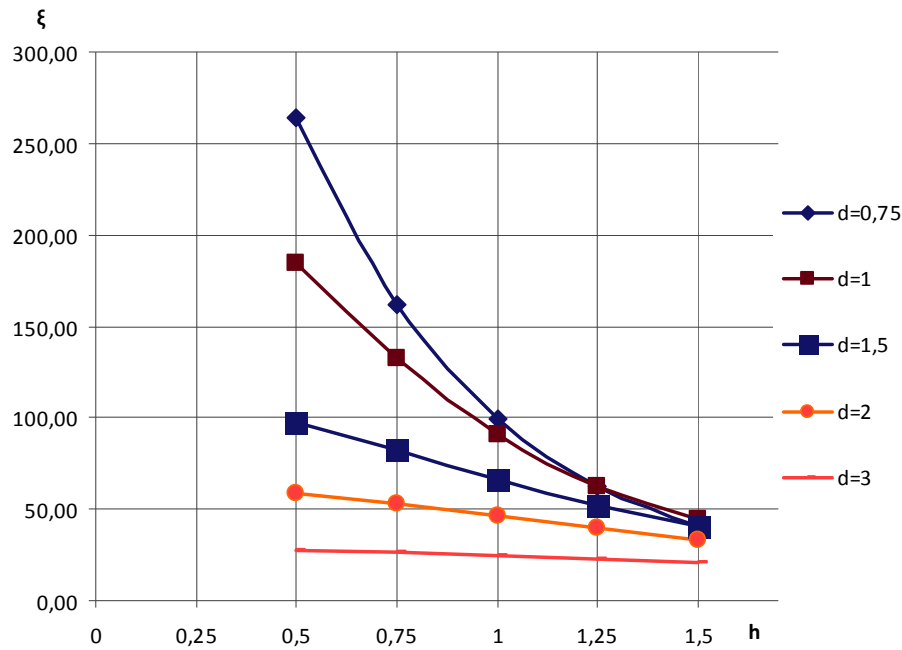


Рисунок 2.10 – Зависимость коэффициента жёсткости решётки ферм первого типа от их высоты при фиксированных значениях d

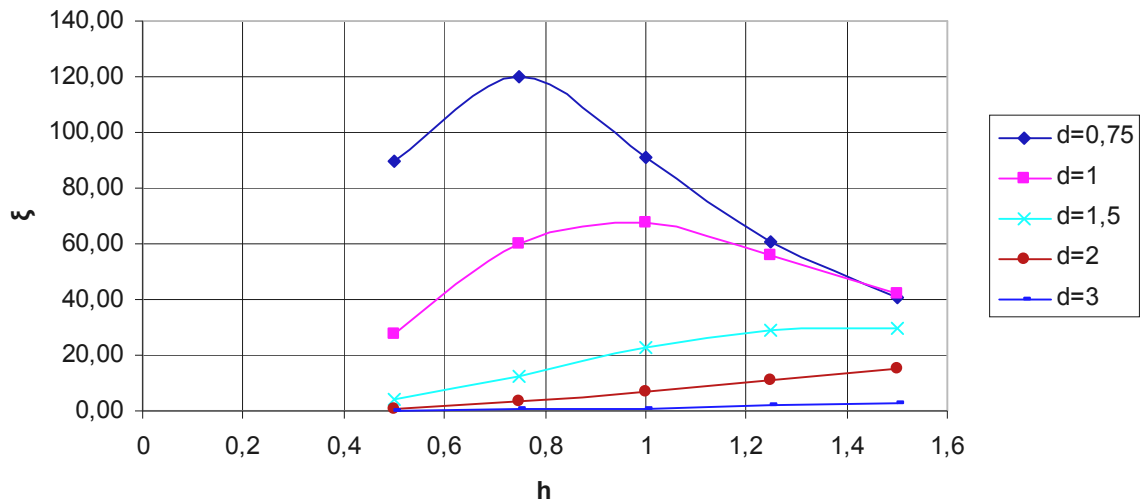


Рисунок 2.11 – Зависимость коэффициента жёсткости решётки ферм второго типа от их высоты при фиксированных значениях d

Анализ численных результатов, приведённых в таблицах 2.4 и 2.5 (графы 5), показывает, что фермы с решёткой первого типа при прочих равных условиях обладают существенно большей жёсткостью решётки, чем фермы с решёткой второго типа (рисунок 2.12), и, следовательно, такая ферма имеет большую изгибную жёсткость. Этот важный физический эффект, очевидно, будет полезен при проектировании ферм.

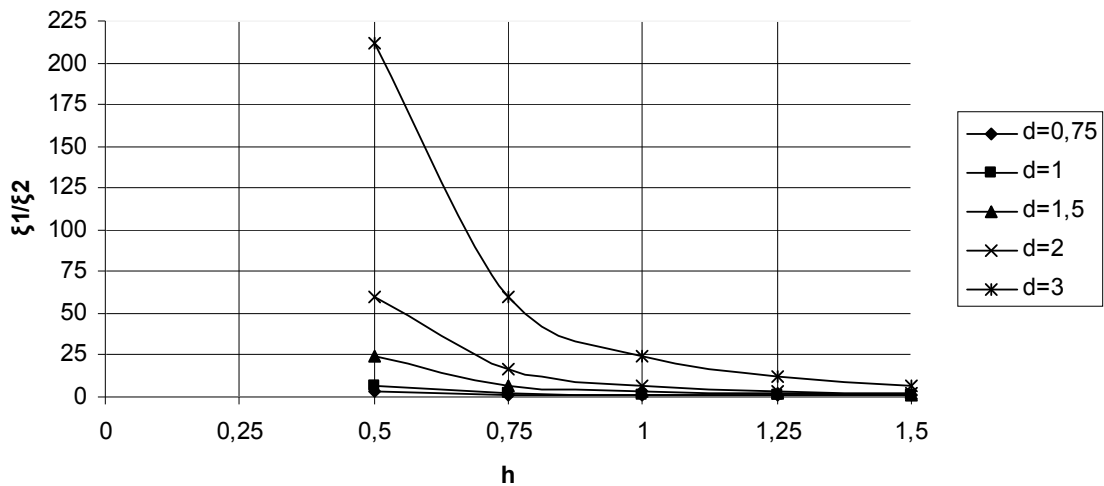


Рисунок 2.12 – Зависимость отношения ξ_1/ξ_2 от высоты фермы и длины панели

Для проверки этого утверждения с помощью программного комплекса «SCAD» был проведен расчёт стальных ферм пролетом 12 м, шарнирно опертых по концам, расчётные схемы которых приведены на рисунке 2.13. Высота ферм $h = 1,0$ м, длина панели $d = 1,0$ м. При расчёте определялись максимальный прогиб ферм w_0 от действующей нагрузки, приложенной в их узлы, как показано на рисунке, и основная частота колебаний этих ферм в ненагруженном состоянии. Структуры ферм подобраны таким образом, что их погонные массы равны ($m = 51,3$ кг).⁶

В результате расчёта были получены следующие значения искомых параметров:

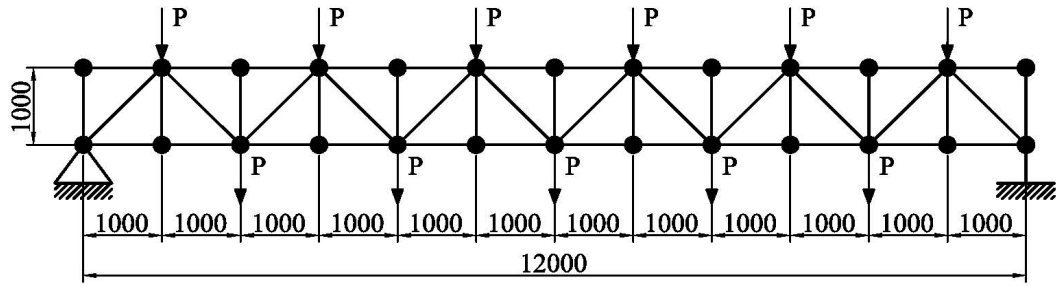
- для первой фермы $(w_0)_1 = 1,825 \times 10^{-6} P$, $\omega_1 = 112,73 \text{ с}^{-1}$;
- для второй фермы $(w_0)_2 = 1,895 \times 10^{-6} P$, $\omega_2 = 110,66 \text{ с}^{-1}$;
- для третьей фермы $(w_0)_3 = 1,906 \times 10^{-6} P$, $\omega_3 = 109,98 \text{ с}^{-1}$;
- для четвертой фермы $(w_0)_4 = 1,885 \times 10^{-6} P$, $\omega_4 = 111,36 \text{ с}^{-1}$.

Сопоставление этих данных показывает:

1 Максимальный прогиб второй фермы в 1,038 раз больше, чем прогиб первой, а основная частота колебаний в 1,019 раз меньше, что убедительно подтверждает теоретические выводы о жёсткости решёток этих ферм.

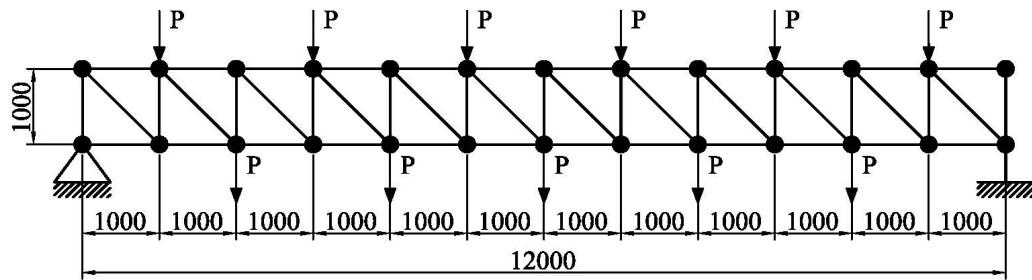
⁶ В ферме, изображённой на рисунке 2.13-а, усилия в стойках нулевые, и эти стойки можно было бы не включать в структуру фермы. Введены они только для того, чтобы массы обеих сравниваемых ферм были равными.

a)



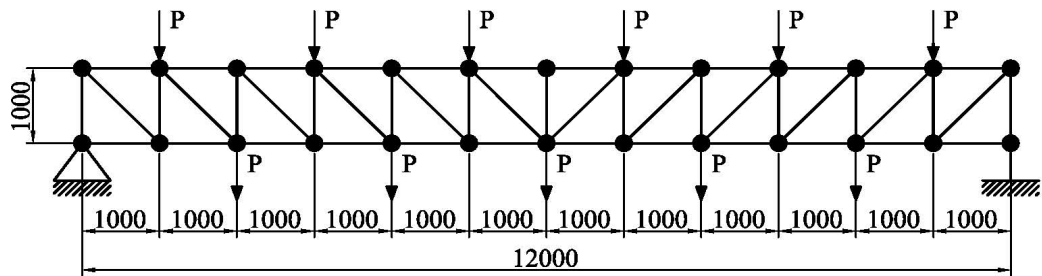
$$w_0 = 1,825 \cdot 10^{-6} P \quad \omega = 112,73 \text{ c}^{-1}$$

б)



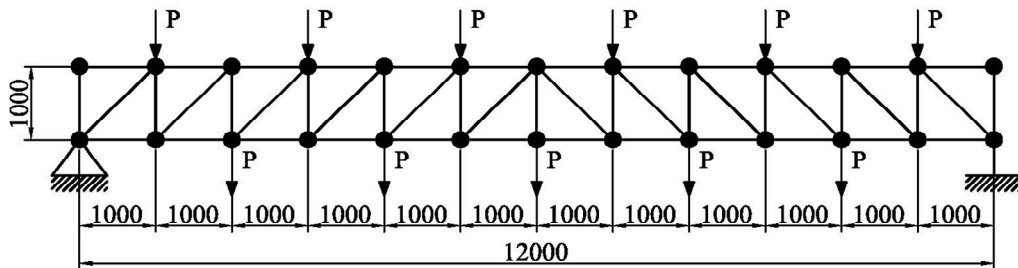
$$w_0 = 1,906 \cdot 10^{-6} P \quad \omega = 109,98 \text{ c}^{-1}$$

в)



$$w_0 = 1,894 \cdot 10^{-6} P \quad \omega = 110,66 \text{ c}^{-1}$$

г)



$$w_0 = 1,885 \cdot 10^{-6} P \quad \omega = 111,36 \text{ c}^{-1}$$

Рисунок 2.13 – Расчётные схемы сравниваемых ферм

2 Согласно данным, приведенным в таблицах 2.4 и 2.5, для фермы, изображенной на рисунке 2.13-а, коэффициент жёсткости решётки на 35 % выше, чем для фермы, изображенной на рисунке 2.13-б. Однако максимальные прогибы этих ферм отличаются всего на 3,8 %. Это говорит о том, что вклад коэффициента жёсткости решётки в общий момент сопротивления фермы в рассмотренном примере незначительный; в общем случае этот вклад пренебрежимо мал при большой высоте ферм и достаточно существенен при малой высоте ферм.

3 У фермы с симметрично расположенными нисходящими от опор раскосами (рисунок 2.13-в) максимальный прогиб на 0,61 % больше, чем для фермы, изображенной на рисунке 2.13-б; у фермы с симметрично расположенными восходящими от опор раскосами (рисунок 2.13-г) максимальный прогиб на 0,51 % меньше, чем для фермы, изображенной на рисунке 2.13-б. Это говорит о том, что наиболее выгодной является схема с симметрично восходящими от опор раскосами, то есть ферм, у которых большинство элементов являются сжатыми. Об этом же свидетельствуют результаты, полученные для фермы, изображенной на рисунке 2.13-а.

4 Выводы, аналогичные приведенным в пп. 2 и 3, следуют и из анализа основных частот поперечных колебаний сопоставляемых ферм с той лишь разницей, что основная частота колебаний является величиной обратно пропорциональной максимальному прогибу.

Таким образом, геометрия решётки ферм с параллельными поясами влияет на их интегральные физические характеристики (максимальный прогиб и основную частоту поперечных колебаний). Это влияние тем значительней, чем меньше высота ферм, и оно становится незначительным при большой высоте ферм.

Распространяя приведенные выше результаты анализа на составные балки с переменной высотой соединительного шва, можно утверждать:

– наибольшей жёсткостью шва обладают балки, у которых толщина шва равна нулю; при увеличении высоты соединительного шва его жёсткость уменьшается;

– при конструировании составных балок (в частности, деревянных) следует применять не прямые нагели, а наклонные, причем с последовательной сменой угла наклона нагелей в смежных панелях.

2.6 Способ и методика оценки жесткости балок с вертикальным стыком в пролете

При выполнении стыковки балок в пролете, как правило, изгибная жесткость стыкового соединения оказывается ниже, чем в соединяемых элементах. Это существенно сказывается на параметрах напряженно-деформированного состояния балки. В связи с этим имеется необходимость разработки экспериментально-теоретических способов контроля изгибной жесткости стыкового соединения. При проведении конструкторских расчетов учитывают некоторую усредненную изгибную жесткость, которую определяют экспериментально для составных конструкций определенного типа, используя метод статического нагружения [69]. Это достаточно трудоемкий способ, поскольку для каждого типа балок и конструкций стыкового соединения требуется проведение индивидуальных испытаний.

Более простой способ можно разработать на основе закономерности (2.9). Хотя для балок с переменной изгибной жесткостью эта закономерность нарушается, однако функциональная связь между указанными в ней физическими характеристиками сохраняется, поскольку увеличение максимального прогиба влечет за собой снижение основной частоты колебаний. Если такая зависимость будет известна, то с ее помощью по основной частоте колебаний можно определить величину максимального прогиба балки, что в отличие от способа статического нагружения значительно проще.

Для реализации способа определения максимального прогиба балок с вертикальным стыком необходимо теоретически или экспериментально построить зависимость $w_0 - \omega$ в широком диапазоне изменения отношения изгибных жесткостей стыка и основного сечения балки $(EI)_c / (EI)_б$, где индекс «б» относится к характеристикам балки, а индекс «с» – сечения). При использовании экспериментального подхода следует изготовить несколько (8...10 штук) однотипных моделей балок из одного и того же материала с укрупнительным стыком, расположенным в заданном сечении. Одну из балок выполняют без стыков, а остальные – с уменьшающейся изгибной жесткостью стыка.

Все балки необходимо испытать вибрационным и статическим способами. При динамических испытаниях следует определять основную (или первую резонансную) частоту колебаний балок ω в ненагруженном состоянии, а при статических испытаниях – величину максимального прогиба w_0 от действия равномерно распределенной нагрузки q . По полученным данным строится аналитическая зависимость $w_0 - \omega$. Имея такую кривую, для контролируемой балки с неизвестной изгибной жесткостью стыка определяют основную или первую резонансную частоту колебаний и с помощью этой зависимости находят величину ее максимального прогиба.

На предложенный «Способ определения максимального прогиба однопролетных составных деревянных балок с укрупнительными стыками» получен патент № 2308699 [77].

Пример 2.1. Для шарнирно опертой по концам деревянной балки с поперечным сечением $b \times h = 50 \times 150$ мм, длиной 2,9 м и вертикальным стыком в середине пролета были теоретически (с помощью метода конечных элементов) вычислены значения ее максимального прогиба w_0 от действия равномерно распределенной нагрузки q и основной частоты колебаний в ненагруженном состоянии. При расчете балку разбивали на 55 конечных элементов. Изгибную жесткость элемента, расположенного в середине пролета, (жесткость стыка) варьировали в широких пределах от $140 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$, что соответствовало изгибной жесткости цельного сечения балки (балки без укрупнительного стыка), до $1 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$.

Величина максимального прогиба составной балки определяли от нагрузки интенсивностью $q = 82,8 \text{ Н/м}$, а при определении основной частоты колебаний балки в узлы конечных элементов прикладывали сосредоточенные массы от собственного веса балки $m = 0,185 \text{ кг/м}$.

Модуль упругости древесины, принятый в теоретическом расчете, определялся экспериментально по образцам, взятым из древесины изготовленных балок, по ГОСТ 16483.9–73 и составил 12003 МПа .

Результаты теоретического расчета балки приведены в таблице 2.6 (колонки 4 и 5).

Таблица 2.6 – Результаты теоретического расчета деревянных балок с переменной изгибной жесткостью вертикального укрупнительного стыка в середине пролета

№ п/п	$(EI)_c$, кНм ²	$(EI)_c/(EI)_б$	ω , с ⁻¹	w_0 , мм	Максимальный прогиб w_0 , по (2.34), мм	Разница, %
1	2	3	4	5	6	8
1	140	1,000	241,7	0,54	0,542	0,37
2	100	0,714	239,8	0,55	0,552	0,36
3	80	0,571	238,1	0,56	0,562	0,36
4	60	0,429	235,5	0,58	0,576	0,69
5	40	0,286	230,5	0,60	0,605	0,83
6	20	0,143	217,3	0,69	0,692	0,29
7	10	0,071	196,4	0,87	0,866	0,46
8	8	0,057	187,9	0,96	0,954	0,63
9	6	0,043	176,0	1,10	1,100	0
10	4	0,029	157,6	1,40	1,393	0,50
11	2	0,014	124,8	2,27	2,274	0,18
12	1	0,007	94,5	4,03	4,030	0

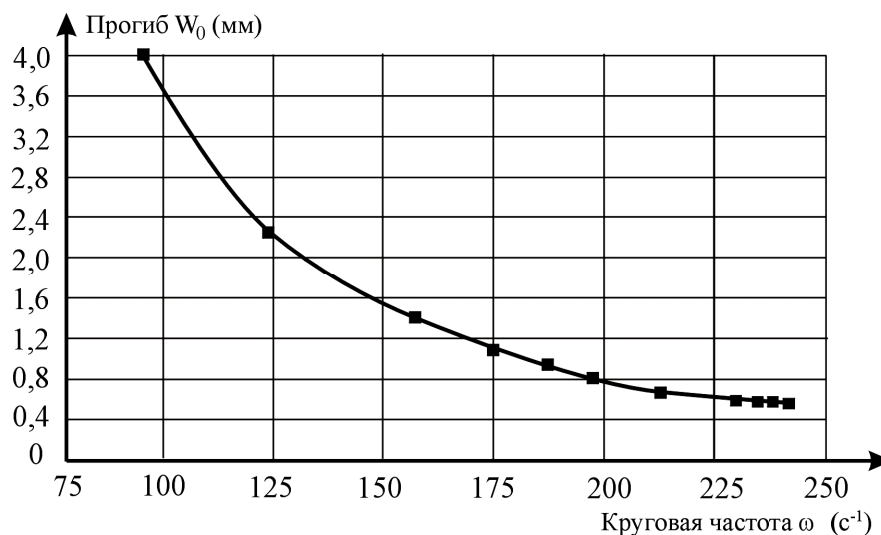


Рисунок 2.14 – Зависимость w_0 – ω для деревянной балки с укрупнительным стыком в середине пролета

По экспериментальным данным построена зависимость

$$w_0 = \left(\frac{0,0123 \cdot \omega - 5,153}{1 - 0,021 \cdot \omega} \right) = 0,68 \text{ мм} \quad (2.34)$$

Расчеты по этой формуле представлены в колонке 6 таблицы 2.6, а отклонения от экспериментальных данных в колонке 7.

Результаты экспериментального исследования деревянных балок с укрупнительным стыком приведены в следующей главе диссертации.

2.7 Способ и методика определения изгибной жесткости вертикального стыка в балке

Изгибную жесткость стыкового соединения можно определить экспериментально-теоретическим путем. При этом величину максимального прогиба от действия некоторой равномерно распределенной нагрузки находят экспериментально. Зная изгибную жесткость основного сечения балки и ее граничные условия, с помощью метода конечных элементов, используя способ последовательных итераций, по величине максимального прогиба можно определить изгибную жесткость укрупнительного стыка. При этом длину конечного элемента следует принимать равной длине укрупнительного стыка балки или кратную ей.

Аналогично, изгибную жесткость укрупнительного стыка можно определить и по экспериментально найденной основной (или первой резонансной) частоте колебаний.

Этот способ является достаточно трудоемким, требует знания величины изгибной жесткости основного сечения балки и ее действительных граничных условий. Эти недостатки весьма существенны, поскольку для конструкций, стоящих непосредственно в сооружении, указать действительные граничные условия и действительную изгибную жесткость основного сечения балки бывает вообще невозможно.

Как показали проведенные нами эксперименты, и максимальный прогиб, и основная частота колебаний составных балок функционально зависят от изгибной жесткости стыка, или от отношения изгибных жесткостей стыка $(EI)_c$ и

основного сечения балки $(EI)_6$. Поэтому, построив на основании испытаний эталонных балок аналитические зависимости «максимальный прогиб – отношение $(EI)_c/(EI)_6$ », можно по величине максимального прогиба конкретной балки с неопределенными граничными условиями, стоящей в сооружении, найти изгибную жесткость укрупнительного стыка.

Аналогично, это можно осуществить и по основной (или первой резонансной) частоте колебаний, если построить на основании испытания эталонных балок аналитическую зависимость «основная (или первая резонансная) частота колебаний – отношение $(EI)_c/(EI)_6$ ».

Для реализации предлагаемого способа, как и в предыдущем случае, следует изготовить несколько (8...10 штук) однотипных моделей деревянных балок из одной и той же древесины с укрупнительным стыком, расположенным в заданном сечении. Одну из балок выполняют без стыков, а остальные – с уменьшающейся изгибной жесткостью стыка. Все балки испытывают вибрационным и статическим способами. При динамических испытаниях определяют основную (или первую резонансную) частоту колебаний балок в ненагруженном состоянии, а при статических испытаниях – величину максимального прогиба от действия равномерно распределенной нагрузки q . По полученным данным строят аналитические зависимости $w_0 - (EI)_c/(EI)_6$ и $\omega_0 - (EI)_c/(EI)_6$.

Имея такие кривые, для контролируемой балки с неизвестной изгибной жесткостью стыка необходимо определить либо максимальный прогиб, либо основную (или первую резонансную) частоту колебаний и с помощью этих зависимостей найти величину изгибной жесткости укрупнительного стыка.

Пример 2.2. Для иллюстрации этого способа использованы все экспериментальные данные предыдущего примера, которые сведены в таблицу 2.7.

По данным, приведенным в колонках 3, 4 и 5 этой таблицы, построены графики изменения максимального прогиба балки и основной частоты колебаний в зависимости от отношения изгибных жесткостей стыка и сечения балки, которые графически представлены на рисунке 2.15. По этим же данным построены эмпирические зависимости

$$k_w = \left(\frac{1}{39,537w_0 - 20,506} \right); \quad (2.35)$$

$$k_\omega = \left(\frac{-0,003 + 7,242 \cdot 10^{-5} \omega_0}{1 - 0,00524\omega_0 + 4,81 \cdot 10^{-6} \omega_0^2} \right); \quad (2.36)$$

с помощью которых можно по величине максимального прогиба или по основной (или первой резонансной) частоте колебаний определять изгибную жесткость укрупнительного стыка.

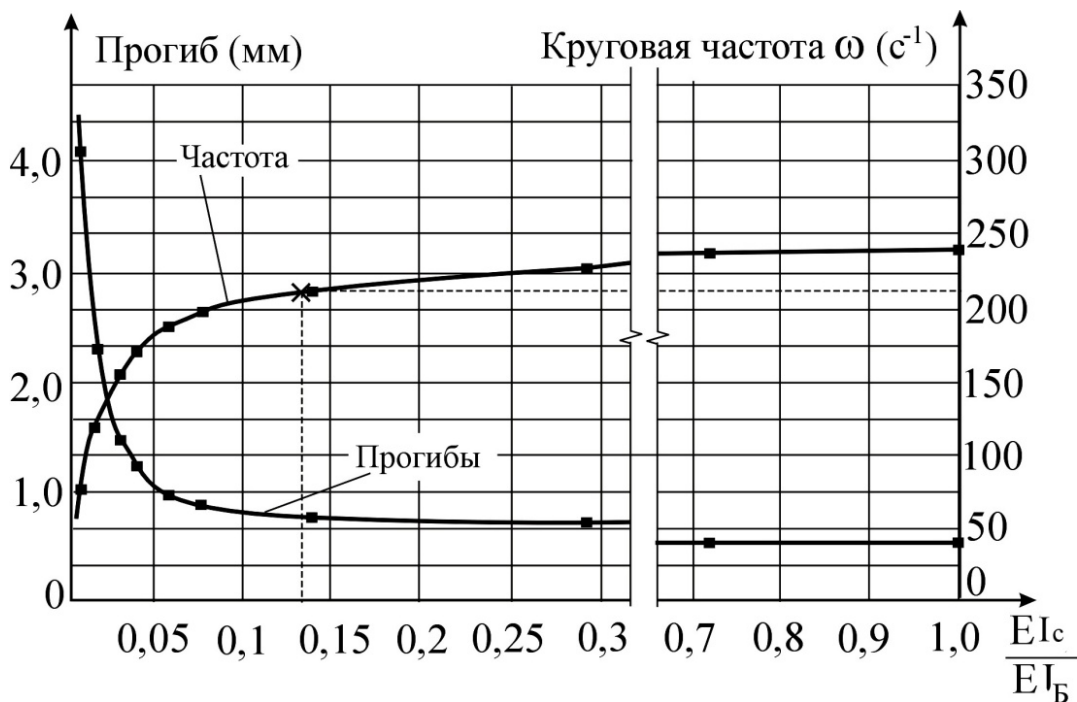


Рисунок 2.15 – Зависимости $w_0 - EI_c/EI_b$ и $\omega - EI_c/EI_b$ для деревянной балки с вертикальным укрупнительным стыком в середине пролета

В колонке 6 таблицы 2.7 приведены значения отношения $k = (EI)_c / (EI)_б$, полученные по формуле (2.35), а в колонке 8 – по формуле (2.36). Как видно из этих данных, найденные значения коэффициента k с хорошей точностью описывают теоретические значения этого коэффициента (см. колонки 7 и 9).

Результаты экспериментальных исследований деревянной балки с укрупнительным стыком приведены в следующей главе.

Таблица 2.7 – Результаты теоретического расчета деревянных балок с переменной изгибной жесткостью вертикального укрупнительного стыка в середине пролета

№ п/п	$(EI)_c$, кНм ²	$k=(EI)_c/(EI)_б$	ω , с ⁻¹	w_0 , мм	k_w по (2.35), кНм ²	Разни- ца, %	k_ω по (2.36), кНм ²	Разни- ца, %
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	140	1,000	241,7	0,544	0,999	0,10	1,00	0,00
2	100	0,714	239,8	0,554	0,716	0,28	0,717	0,42
3	80	0,571	238,1	0,563	0,571	0	0,569	0,35
4	60	0,429	235,5	0,578	0,426	0,70	0,429	0,00
5	40	0,286	230,5	0,607	0,286	0	0,287	0,35
6	20	0,143	217,3	0,695	0,143	0	0,144	0,49
7	10	0,071	196,4	0,871	0,072	1,41	0,72	1,41
8	8	0,057	187,9	0,958	0,058	1,75	0,057	1,75
9	6	0,043	176,0	1,105	0,043	0	0,043	0,00
10	4	0,029	157,6	1,398	0,029	0	0,029	0,00
11	2	0,014	124,8	2,277	0,014	0	0,014	0,00
12	1	0,007	94,5	4,035	0,007	0	0,007	0,00

На предложенный «Способ определения изгибной жесткости укрупнительного стыка однопролетных составных балок постоянного сечения (варианты)» получен патент № 2306547 [76].

2.8 Взаимосвязь задач поперечного изгиба и свободных колебаний упругих балок, изготовленных из материала, обладающего физически нелинейными свойствами

Максимальный прогиб балки, изготовленной из упругопластического физически нелинейного материала и нагруженной по всему пролету равномерно распределенной нагрузкой q , определяется по формуле

$$w_0 = \alpha q \ell^4 / EI,$$

где E – модуль упругости материала, являющийся в данном случае переменной величиной, зависящей от интенсивности действующей нагрузки (от напряженного состояния в сечениях балки) (рисунок 2.13). Основная частота колебаний такой балки в ненагруженном состоянии ω_0 определяется по формуле

$$\omega_0 = \beta^2 \sqrt{E_0 I / m} / \ell^4,$$

где E_0 – начальный модуль упругости. С учетом этих выражений

$$w_0 \omega_0^2 = \alpha \beta^4 \frac{q}{m} \frac{E_0}{E}. \quad (2.38)$$

В отличие от закономерности (2.9), справедливой для балок из материала, подчиняющегося закону Гука, в формуле (2.38) появилось отношение начального модуля упругости E_0 к текущему E . Объединим это отношение с коэффициентом пропорциональности $\alpha \beta^4$, тогда

$$w_0 \omega_0^2 = \left(\alpha \beta^4 \frac{E_0}{E} \right) \frac{q}{m} = \frac{4}{\pi} \frac{E_0}{E} \frac{q}{m} = K \frac{q}{m}, \quad (2.39)$$

где $K = 4/\pi \times E_0/E$. Если текущий модуль упругости E равен начальному E_0 , что соответствует материалу, подчиняющемуся закону Гука, то коэффициент $K = 4/\pi$, а выражение (2.39) приводится к закономерности (2.9). Для физически нелинейного материала K является сложной функцией, зависящей от напряженного состояния в сечениях балки, то есть в первую очередь от действующей нагрузки q .

Построим графики зависимостей $K - q$ для балок, изготовленных из материалов, обладающих физически линейными и нелинейными свойствами (рисунок 2.13). Как уже отмечалось, для балок из физически линейных материалов $K \approx 4/\pi$, и для них зависимость $K - q$ будет представляться прямой I, параллельной оси абсцисс.

Для балок из физически нелинейных материалов функция $K - q$ будет криволинейной II (на рисунке она проведена условно). Форма этой кривой должна быть обращена выпуклостью вверх, поскольку, судя по характеру изменения диаграммы $\sigma - \epsilon$ (рисунок 2.2), текущий модуль упругости материала балки E , расположенный в знаменателе формулы (2.38), с ростом нагрузки уменьшается по тангенциальной зависимости (при больших углах быстрее, чем при малых).

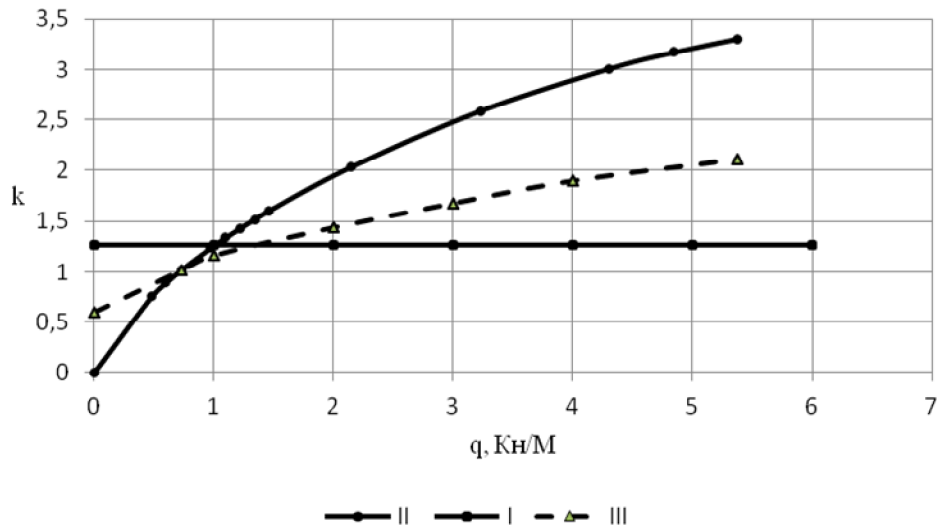


Рисунок 2.13 – Графики зависимостей $K - q$ для балок из материалов, обладающих физически линейными и нелинейными свойствами

Пунктирная линия III на рисунке (2.13) обозначает зависимость $K - q$ для балок из материала с меньшей физической нелинейностью, чем для кривой II.

Способ контроля жесткости балок из физически нелинейного материала следует из зависимости (2.38):

$$w_0 = K \frac{q}{m \omega_0^2}, \quad (2.40)$$

В этом выражении функциональный коэффициент K определяется в заводских условиях экспериментально на 2...3 эталонных изделиях конкретного типа, изготовленных при строгом контроле всех технологических операций. Перед статическими испытаниями в балке возбуждают свободные колебания и измеряют основную частоту колебаний ω_0 . Затем балку нагружают равномерно распределенной нагрузкой при постепенном ступенчатом повышении ее интенсивности. На каждом этапе нагружения измеряют максимальный прогиб конструкции w_0 . По полученным экспериментальным данным строится графическая или аналитическая зависимость $K - q/m$.

При контроле жесткости конструкций балочного типа с помощью предлагаемого способа по построенной функции $K - q$ определяют значение коэффициента пропорциональности, соответствующего контрольной нагрузке q_0 . В конструкции возбуждают колебания на основной или первой резонансной час-

тоте, измеряют эту частоту и по формуле (2.39) находят значение максимального прогиба. Экспериментальная апробация предложенного способа будет рассмотрена далее в главе 4.

Аналогично можно по основной частоте колебаний в ненагруженном состоянии определить максимальный прогиб балки, работающей в упругопластической стадии. В этом случае необходимо построить участок эталонной кривой, соответствующей работе балки в упругопластической стадии (см. рисунок 2.13).

III ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДВУХСЛОЙНЫХ СОСТАВНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

3.1 Цель и задачи экспериментальных исследований

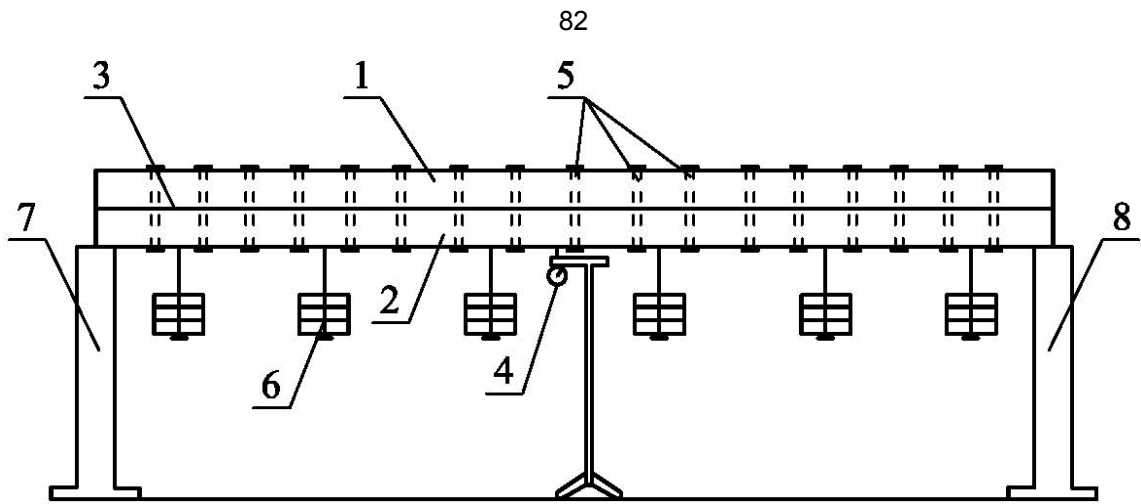
Основной целью экспериментальных исследований является проверка работоспособности предложенных статических и вибрационных способов определения жесткостных характеристик конструкций балочного типа составного и цельного сечений.

При проведении экспериментальных исследований необходимо решить следующие задачи:

- уточнить методики экспериментальных исследований для практической реализации предложенных способов определения жесткостных параметров балок;
- разработать опытные модели деревянных составных балок и железобетонных перемычек;
- собрать установки для испытания большегабаритных моделей балок, укомплектовать их необходимыми приборами для реализации каждого из предложенных способов;
- проверить закономерность (2.13) на моделях балок из материала, подчиняющегося закону Гука, и балок из физически нелинейного материала.

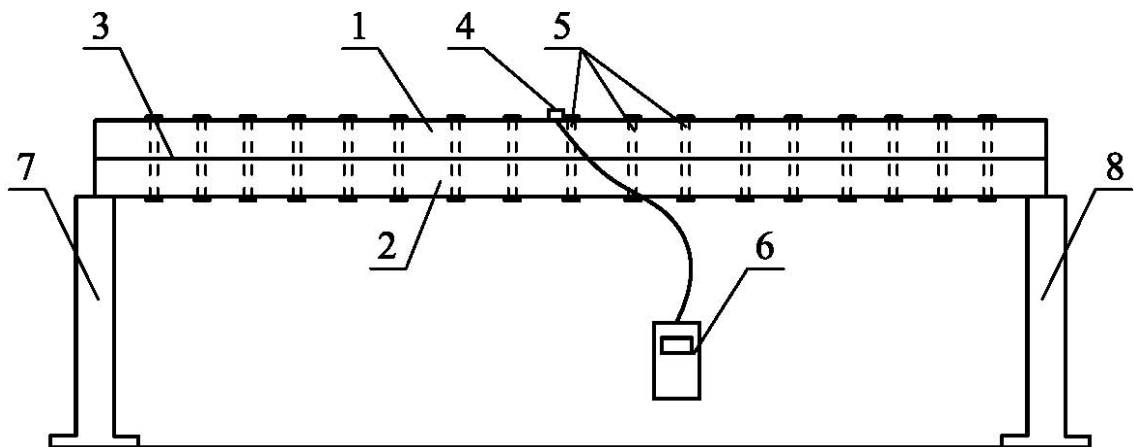
3.2 Установка для испытаний составных балок. Методики проведения статических и динамических испытаний. Балки для испытания

Испытания составных деревянных балок проводились в лаборатории кафедры «Строительные конструкции и материалы» на специально изготовленной установке. Схемы установки для проведения статических и динамических испытаний показаны на рисунках 3.1 и 3.2.



1 – верхний слой; 2 – нижний слой; 3 – шов;
4 – прогибомер на штативе; 5 – нагели; 6 – грузы; 7, 8 – опоры

Рисунок 3.1 – Схема установки для статических испытаний двухслойной деревянной балки



1 – верхний слой; 2 – нижний слой; 3 – шов; 4 – вибродатчик;
5 – нагели; 6 – виброанализатор «Вибран 2.0»; 7, 8 – опоры

Рисунок 3.2 – Схема установки для динамических испытаний двухслойной деревянной балки

Испытательная установка для проведения статических испытаний (рисунок 3.1) включает в себя испытываемую балку (1 – верхний слой; 2 – нижний слой). Опоры 7, 8 снабжены вертикальными винтовыми зажимами для создания

различных граничных условий (жесткого защемления и шарнирного опирания). К середине балки прикрепляется на штативе прогибомер часового типа 4 марки 6ПАО с ценой деления 0,01 мм. Прогибы балки измерялись в середине (максимальный прогиб w_0) пролёта. Нагружение осуществлялось грузами 5, расположенными в шести сечениях балки.

Методика для проведения статических испытаний заключается в выполнении последовательности следующих операций:

1 Опоры испытательной установки устанавливаются на расстоянии, равном пролёту балки.

2 Балка закрепляется на опорах с помощью специально предусмотренного опорного болтового соединения.

3 В шести сечениях балки, расположенных на равном расстоянии друг от друга подвешиваются устройства для постепенного нагружения балок тарированными грузами.

4 В средней части балки устанавливается штатив, на котором закрепляется прогибомер часового типа 6ПАО с ценой деления 0,01 мм. Шток прогибомера упирается в нижний пояс балки в её среднем сечении. Перед началом каждого нового нагружения показания прогибомера обнулялись.

5 Нагрузка прикладывалась путем постепенного равномерного добавления грузов в каждое загрузочное устройство до тех пор, пока конструкция работает в упругой стадии.

6 После каждого этапа нагружения балка выдерживалась под этой нагрузкой в течение 3...5 минут, после чего производился замер прогиба.

7 После замера прогиба конструкция разгружалась, и проводилось её новое нагружение с измененной последовательностью приложения грузов. И так пять раз для получения пяти результатов измерения при одной и той же нагрузке.

8 По результатам измерений проводилась статистическая обработка данных эксперимента в следующей последовательности [54]:

– определялась средняя величина результата измерения \bar{x} по формуле

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n};$$

– определялась дисперсия D по формуле

$$D = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}')^2}{n-1};$$

– вычислялось среднеквадратичное отклонение σ по формуле

$$\sigma = \sqrt{D} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}};$$

– для обнаружения и исключения ошибок вычислялось наибольшее по абсолютному значению нормированное отклонение по формуле:

$$v = \frac{\max |x_i - \bar{x}|}{\sigma};$$

– задаваясь доверительной вероятностью $p_d = 0,95$, определялось значение v_q :

если $v < v_q$, то условие выполняется, следовательно, ошибок нет;

если $v > v_q$, то условие не выполняется, результат считается ошибочным и его следует отбросить;

– далее определялось стандартное отклонение среднего σ_0 по формуле

$$\sigma_0 = \frac{\sigma}{\sqrt{n}},$$

доверительный интервал $\mu_{ст}$ по формуле $\mu = \sigma_0 \cdot t$ и устанавливалось действительное значение измеряемой величины x_d :

$$x_d = \bar{x} \pm \mu_{ст},$$

где t – гарантийный коэффициент, выбираемый по таблице коэффициентов Стьюдента [54].

Испытательная установка для проведения динамических испытаний (рисунки 3.2) включает в себя испытываемую балку (1 – верхний слой; 2 – нижний слой), опорные устройства 7 и 8, обеспечивающие закрепление балки по схеме

шарнирного опирания, и датчик виброперемещений 4, закрепленный сверху в средней части пролёта балки и соединённый с виброанализатором спектра колебательного процесса «Вибран-2.0» 6, который, в свою очередь, соединен с персональным компьютером.

Методика для проведения динамических испытаний заключается в выполнении последовательности следующих операций:

1 Опоры испытательной установки устанавливаются на расстоянии, равном пролёту балки.

2 Балка закрепляется на опорах с помощью специально предусмотренного опорного болтового соединения.

3 В средней части балки сверху устанавливается датчик виброперемещений, соединенный с виброанализатором спектра колебаний «Вибран-2.0».

4 Прибор «Вибран-2.0» приводится в рабочее состояние, и по модели в средней её части наносится вертикальный механический удар небольшого импульса. После затухания колебаний проверяются показания прибора. Виброграмма и спектрограмма колебательного процесса записывается в электронной памяти прибора.

5 Возбуждение собственных затухающих колебаний, запись виброграмм и спектрограмм колебательного процесса производится не менее 10 раз. При каждом динамическом воздействии, которые могут следовать с интервалом 1,5...2,0 мин, необходимо незначительно менять место удара и его силу.

6 Частота собственных колебаний с невысокой точностью может определяться по показаниям прибора, которые высвечиваются на его дисплее, а с более высокой точностью – при обработке виброграмм и спектрограмм колебательного процесса. При этом прибор «Вибран-2.0» присоединяется к компьютеру и проводится при необходимости детальный анализ каждой виброграммы.

7 По результатам измерений проводится статистическая обработка данных эксперимента с выполнением математических операций, указанных в предыдущих методиках.

Статические и динамические испытания проводились одновременно, сна-

чала в ненагруженном состоянии определялась основная собственных частота колебаний, а затем прикладывались нагрузки в шести местах со ступенчатым увеличением её интенсивности.

Для апробации предложенных способов определения жесткости горизонтального шва в составной балке была изготовлена двухслойная деревянная балка $50 \times 50 + 50 \times 50$ мм пролётом 2,95 м. Жёсткость горизонтального шва балки изменялась путем последовательной постановки нагелей, начиная с одного до 17-и с равномерным шагом (1, 3, 5, 9 и 17 нагелей). В качестве нагелей использовались металлические шпильки диаметром 4 мм, которые вставлялись в заранее просверленные в балке отверстия такого же диаметра и затягивались с помощью гаек.

Кроме составной балки была изготовлена из той же древесины балка цельного сечения 50×100 мм, которая служила эталоном для сопоставления получаемых результатов испытаний.

Первый нагель в составной балке устанавливался в середине пролета, и для такой балки проводился весь комплекс динамических и статических испытаний. Затем устанавливались два нагеля в приопорных зонах, и вновь проводился комплекс динамических и статических испытаний. Далее добавлялась новая пара нагелей, которые устанавливались посередине между нагелями, уже установленными ранее. Затем добавлялось ещё четыре нагеля, и далее ещё 8. Таким образом, испытания составных балок проводились для 6-и вариантов жесткости шва, включая балку цельного сечения, для которой коэффициент жесткости шва равен бесконечности.

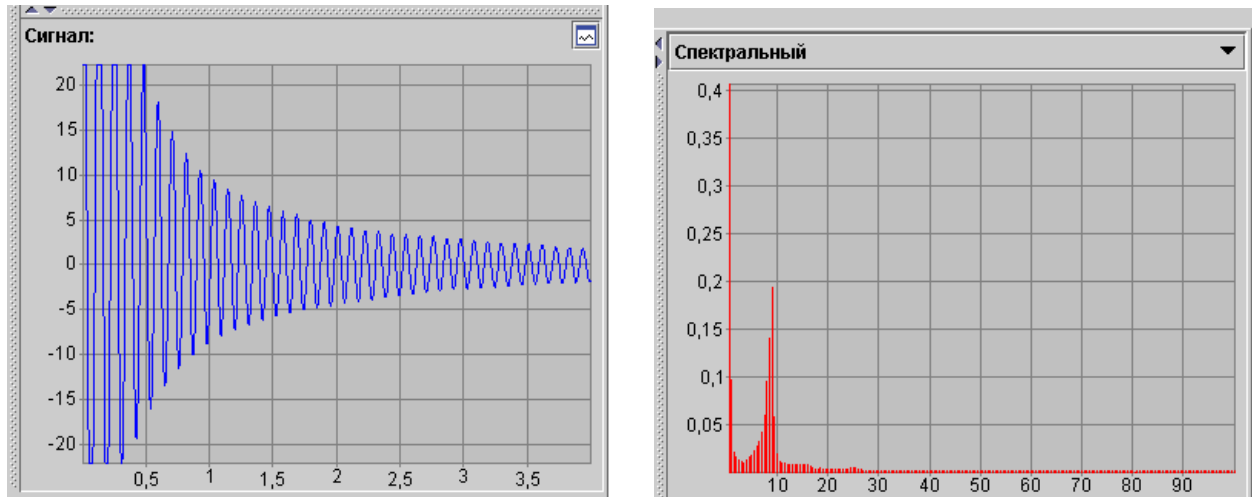
3.3 Результаты испытания двухслойных деревянных балок с помощью вибрационного способа

При проведении динамических испытаний основная частота колебаний определялась после анализа виброграмм и спектрограмм колебательного про-

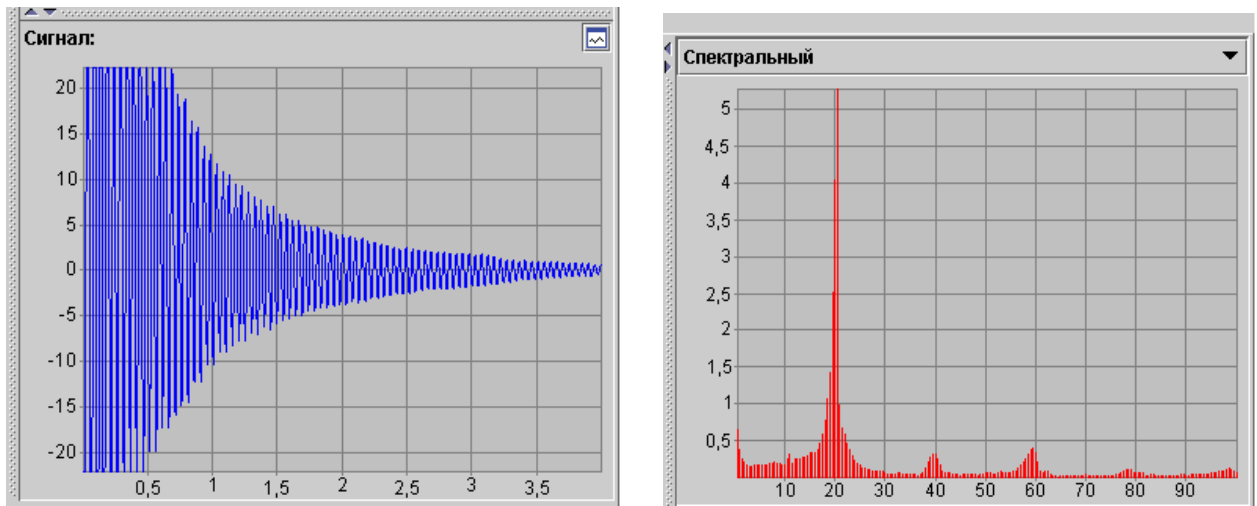
цесса в режиме свободных колебаний. Примеры виброграмм и спектрограмм для составной балки с 5 и 17 нагелями приведены на рисунке 3.3.

Результаты измерений основной частоты колебаний при динамических испытаниях балки цельного сечения 50×100 мм и составной балки $50 \times 50 + 50 \times 50$ мм и их статистическая обработка приведены в таблице 3.1 и 3.2.

а)



б)



а) виброграмма и спектрограмма для балки с 5-ю нагелями;
б) виброграмма и спектрограмма для балки с 17-ю нагелями

Рисунок 3.4 – Виброграммы и спектрограммы колебательного процесса двухслойной деревянной балки

Таблица 3.1 – Результаты измерений основной частоты испытываемых балок

	<i>Балка цельного сечения</i>			<i>Составная балка с 17-ю нагелями</i>		
	x_i	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$	x_i	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$
1	2	3	4	2	3	4
1	21,22	0,02	0,000441	18,32	0,00	0,0000
2	21,23	0,03	0,000961	18,31	-0,01	0,0001
3	21,25	0,05	0,002601	18,33	0,01	0,0001
4	21,13	-0,07	0,004761	18,34	0,02	0,0004
5	21,21	0,01	0,000121	18,30	-0,02	0,0004
6	21,18	-0,02	0,000361	18,29	-0,03	0,0009
7	21,16	-0,04	0,001521	18,35	0,03	0,0009
8	21,10	-0,10	0,009801	18,36	0,04	0,0016
9	21,26	0,06	0,003721	18,28	-0,04	0,0016
10	21,25	0,05	0,002601	18,32	0,00	0,0000
Σ	$\bar{x} = 21,20$	0,00	0,0269	$\bar{x} = 18,32$	0,00	0,0060
	<i>Составная балка с 9-ю нагелями</i>			<i>Составная балка с 5-ю нагелями</i>		
1	17,63	0,00	0,0000	16,95	0,00	0,0000
2	17,62	-0,01	0,0001	16,93	-0,02	0,0004
3	17,64	0,01	0,0001	16,97	0,02	0,0004
4	17,61	-0,02	0,0004	16,94	-0,01	0,0001
5	17,65	0,02	0,0004	16,96	0,01	0,0001
6	17,63	0,00	0,0000	16,95	0,00	0,0000
7	17,64	0,01	0,0001	16,91	-0,04	0,0016
8	17,62	-0,01	0,0001	16,99	0,04	0,0016
9	17,65	0,02	0,0004	16,93	-0,02	0,0004
10	17,61	-0,02	0,0004	16,97	0,02	0,0004
Σ	$\bar{x} = 17,63$	0,00	0,0020	$\bar{x} = 16,95$	0,00	0,0050

Продолжение таблицы 3.1

	<i>Составная балка с 3-я нагелями</i>			<i>Составная балка с 1-м нагелем</i>		
	x_i	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$	x_i	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$
1	2	3	4	2	3	4
1	14,33	0,00	0,0000	7,84	0,00	0,0000
2	14,35	0,02	0,0004	7,86	0,02	0,0004
3	14,31	-0,02	0,0004	7,82	-0,02	0,0004
4	14,3	-0,03	0,0009	7,83	-0,01	0,0001
5	14,36	0,03	0,0009	7,85	0,01	0,0001
6	14,37	0,04	0,0016	7,81	-0,03	0,0009
7	14,29	-0,04	0,0016	7,87	0,03	0,0009
8	14,33	0,00	0,0000	7,86	0,02	0,0004
9	14,34	0,01	0,0001	7,82	-0,02	0,0004
10	14,32	-0,01	0,0001	7,84	0,00	0,0000
Σ	$\bar{x} = 14,33$	0,00	0,0060	$\bar{x} = 7,84$	0,00	0,0036

Таблица 3.2 – Результаты статистической обработки данных испытаний при апробации вибрационного способа

Параметры балок	\bar{x}_i	$D \cdot 10^6$	$\sigma \cdot 10^3$	$\sigma_0 \cdot 10^3$	$\mu \cdot 10^3$	$x_0 \cdot 10^3$, Гц	%
Балка цельного сечения	21,20	0,00298	0,0546	0,0172	0,0356	21,20±0,04	0,16
Балка с 17-ю нагелями	18,32	0,00066	0,0258	0,0081	0,0168	18,32±0,02	0,02
Балка с 9-ю нагелями	17,63	0,00022	0,0149	0,0047	0,0974	17,63±0,02	0,05
Балка с 5-ю нагелями	16,95	0,00055	0,0235	0,0074	0,0154	16,95±0,06	0,09
Балка с 3-я нагелями	14,33	0,00066	0,0258	0,0081	0,0168	14,33±0,02	0,11
Балка с 1-м нагелем	7,84	0,0004	0,02	0,0063	0,0130	7,84±0,01	0,16

По данным, приведенным в таблице 3.2, построен график «основная частота колебаний – количество нагелей» (рисунок 3.4).⁷

⁷ Испытания составных балок осуществлялись совместно с аспирантом М.О. Калашниковым, который разрабатывал способы контроля составных балок с использованием коэффициента нелинейных искажений.

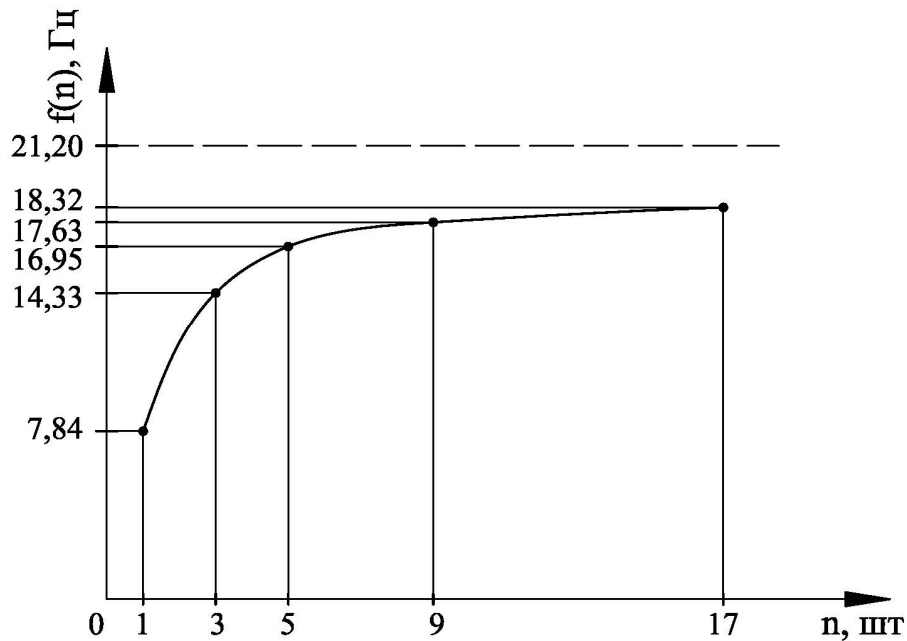


Рисунок 3.4 – Зависимость основной частоты колебаний от числа нагелей

Анализ графика показывает, что с ростом числа нагелей основная частота колебаний составной балки растёт, асимптотически приближаясь к частоте колебаний балки цельного сечения.

3.4 Результаты испытания двухслойных деревянных балок с помощью статического способа

Прогибы балки от действия статически приложенной нагрузки измерялись в её середине от трех ступеней нагрузки. Загружение балок осуществлялось в шести точках тарированными грузами (металлическими пластинами). Результаты статических испытаний приведены в таблице 3.3.

При проведении статических испытаний из-за значительной трудоёмкости процесса нагружения составную балку с определенным числом нагелей нагружали только три раза и окончательный результат измерения максимального прогиба находился как среднее арифметическое трёх измерений.

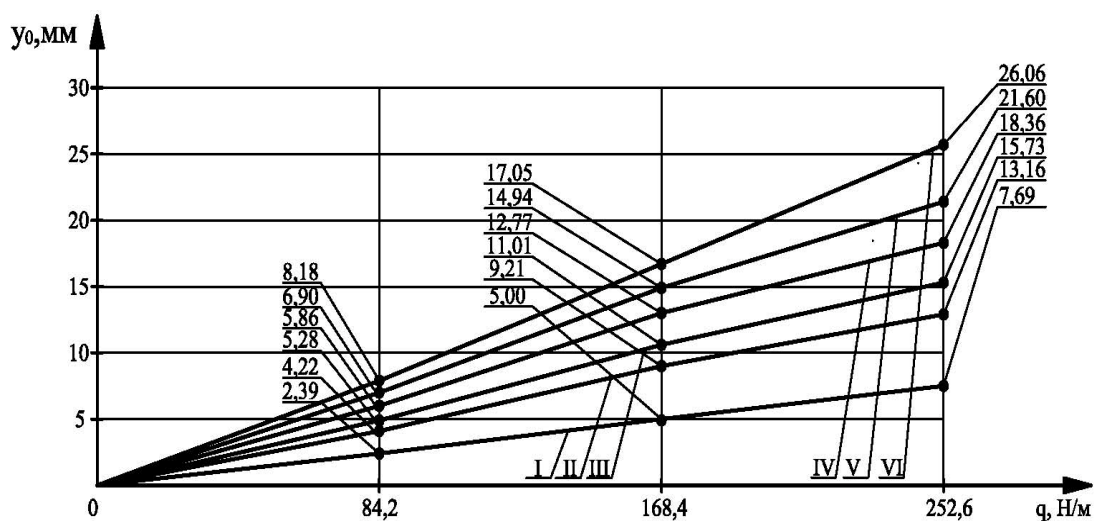
Таблица 3.3 – Максимальные прогибы балки цельного 50×100 мм и составного сечений $50 \times 50 + 50 \times 50$ мм от различной равномерно распределенной нагрузки

№ загрузки	Количество нагелей, шт	Прогибы от действия статической нагрузки, мм		
		$q = 84,2$ Н/м	$q = 168,4$ Н/м	$q = 252,6$ Н/м
1	Цельное сечение	2,48	5,24	7,99
2		2,30	4,87	7,59
3		2,38	4,89	7,49
Среднее арифметическое		2,39	5,00	7,69
1	17	4,61	9,59	13,68
2		4,01	9,06	12,93
3		4,05	8,99	12,88
Среднее арифметическое		4,22	9,21	13,16
1	9	5,62	11,43	16,25
2		5,36	11,04	15,63
3		4,85	10,57	15,32
Среднее арифметическое		5,28	11,01	15,73
1	5	5,72	12,56	18,50
2		5,83	12,81	18,28
3		6,04	12,94	18,29
Среднее арифметическое		5,86	12,77	18,36
1	3	6,87	15,04	21,88
2		6,90	14,93	21,50
3		6,92	14,86	21,41
Среднее арифметическое		6,90	14,94	21,60
1	1	8,40	17,41	26,47
2		8,19	17,00	25,98
3		7,94	16,74	25,74
Среднее арифметическое		8,18	17,05	26,06

Таблица 3.4 – Результаты статических испытаний балки равномерно распределённой нагрузкой $q = 168,4$ Н/м

Количество нагелей в составной балке	Цельное сечение	17	9	5	3	1
Максимальный прогиб, мм	5,00	9,21	11,01	12,77	14,94	17,05

На основании результатов экспериментальных исследований построены графики зависимостей прогибов (y_0) от нагрузки (рисунок 3.5) и прогибов от числа нагелей в составной балке (рисунок 3.6).



I – балка цельного сечения; *II* – балка с 17-ю нагелями;
III – балка с 9-ю нагелями; *IV* – балка с 5-ю нагелями;
V – балка с 3-я нагелями; *VI* – балка с одним нагелем

Рисунок 3.5 – Графики зависимостей y_0 – q для составной балки при различном количестве нагелей и балки цельного сечения

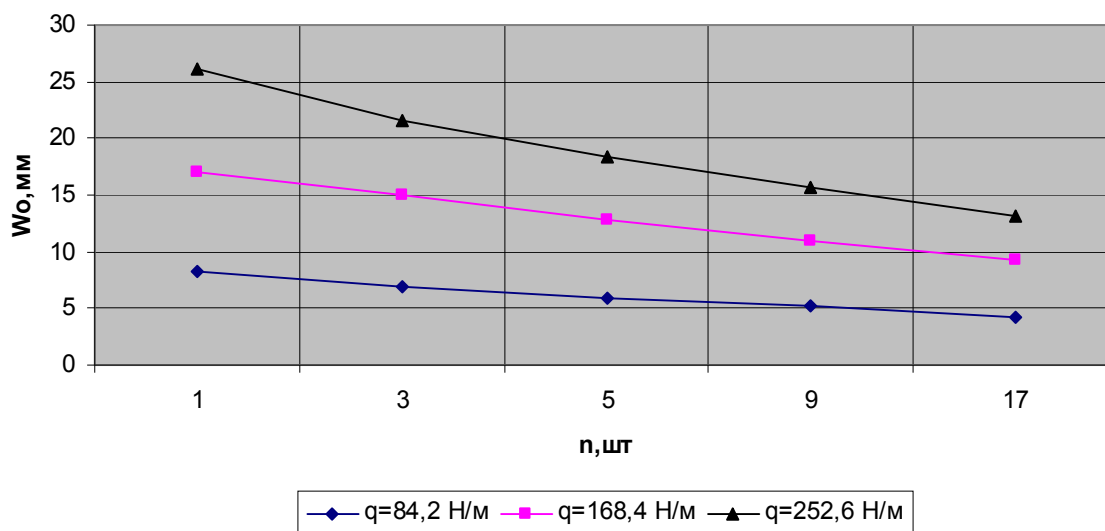


Рисунок 3.6 – Графики зависимостей максимального прогиба составной балки от числа нагелей

Анализ рисунка 3.5 показывает, зависимости w_0 – q носят практически линейный характер, что подтверждает условия работы исследуемых конструкции в упругой стадии.

Анализ рисунка 3.6 показывает, что прогибы уменьшаются с ростом числа нагелей, асимптотически приближаясь к значению прогиба для балки цельного сечения.

3.5 Определение коэффициента жесткости шва

3.5.1 Определение коэффициента жесткости шва с использованием статического способа

Для определения коэффициента жесткости шва в рассматриваемой составной балке с использованием статического способа рассмотрим выражение (2.29) совместно с (2.21), (2.22) и (2.23).

При определении параметра λ для каждого значения максимального прогиба, полученного в эксперименте, уравнение (2.29) следует решать методом итераций в программном комплексе «Matcad», используя значения входящих в это уравнение и выражение (2.21) параметров:

$$\ell = 2,85 \text{ м}, \quad c = 50 \text{ мм}, \quad E = 10002 \text{ МПа},$$

$$A_1 = A_2 = 5 \times 5 = 25 \text{ см}^2 = 25 \times 10^{-4} \text{ м}^2, \quad I_1 = I_2 = \frac{5^4}{12} = 52,08 \text{ см}^4 = 52,08 \times 10^{-8} \text{ м}^4;$$

$$E_0 I_0 = \frac{5 \cdot 10^3}{12} \cdot 10^{-8} \cdot 10002 \cdot 10^6 = 4,167 \cdot 10^5 \text{ Нм}^2;$$

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{2EI} - \frac{1}{E_0 I_0} = \frac{1}{2 \cdot 10002 \cdot 10^6 \cdot 52,08 \cdot 10^{-8}} - \frac{1}{4,167 \cdot 10^5} = 9,359 \times 10^{-5} \text{ м}^2/\text{Н};$$

$$\gamma = \sum_{i=1}^2 \frac{1}{E_i A_i} + \frac{c^2}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i} = 2,2 \times 10^{-7} \text{ Н}.$$

Модуль упругости древесины $E = 10002$ МПа определялся экспериментально по образцам, взятым из древесины изготовленных балок, по ГОСТ 16483.9–73.

В результате решения уравнения (2.31) при интенсивности нагрузки $q = 168,4$ Н/м были получены следующие значения параметра ξ : $\xi_1 = 1,109$, $\xi_3 = 1,752$, $\xi_5 = 4,130$, $\xi_9 = 4,973$, $\xi_{17} = 5,821$ (Н/м). Здесь индексы при ξ означают количество нагелей.

Таблица 3.5 – Значения коэффициента жесткости шва ξ деревянной балки составного сечения при различном числе нагелей при использовании статического способа ($q = 168,4 \text{ Н/м}$)

Количество нагелей, шт	Максимальный прогиб w , мм	Коэффициент жесткости шва ξ , Н/м.	Количество нагелей, шт	Основная частота f , Гц	Коэффициент жесткости шва ξ , Н/м.
Цельное сечение	5,00	∞	Цельное сечение	20,21	∞
17	9,21	5,821	17	18,3	5,876
9	11,01	4,973	9	17,6	5,030
5	12,77	4,130	5	16,9	4,277
3	14,94	1,752	3	14,3	1,807
1	17,05	1,109	1	7,84	1,049

Таблица 3.6 – Значения коэффициента жесткости шва ξ деревянной балки составного сечения при различном числе нагелей при использовании вибрационного способа

3.5.2 Определение коэффициента жесткости шва с использованием вибрационного способа

Для определения коэффициента жесткости шва в рассматриваемой составной балке с использованием вибрационного способа рассмотрим выражение (2.33) совместно с (2.21), (2.22) и (2.23). Решая уравнение (2.33) относительно ξ методом итераций, найдём: $\xi_1 = 1,049$, $\xi_3 = 1,807$, $\xi_5 = 4,277$, $\xi_9 = 5,030$, $\xi_{17} = 5,876$ (Н/м). Полученные значения коэффициента жесткости шва ξ приведены в таблице 3.5.

По приведенным в таблице 3.5 данным построены графики зависимости коэффициента жесткости шва ξ от максимального прогиба балки w_0 (рисунок 3.7) и основной частоты колебаний (рисунок 3.8), которые убедительно подтверждают наличие функциональной связи между этими параметрами.

Сопоставление значений коэффициента жесткости шва, полученных статическим и вибрационным способами, приводится в следующей таблице.

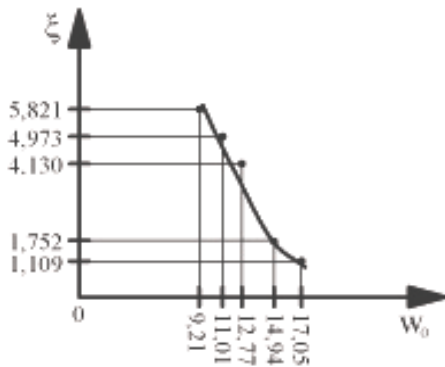


Рисунок 3.7 – График зависимости коэффициента жесткости шва ξ от максимального прогиба балки w_0

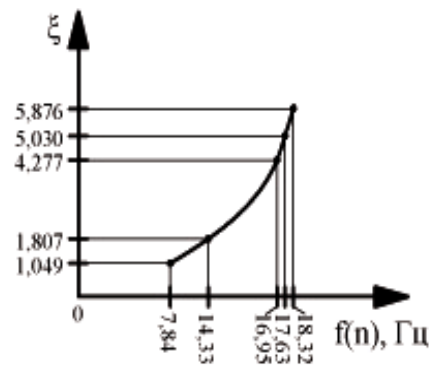


Рисунок 3.8 – График зависимости коэффициента жесткости шва ξ от основной частоты колебаний f

Таблица 3.6 – Сопоставление значений коэффициента жесткости шва, полученных статическим и вибрационным способами

Количество нагелей	1	3	5	9	17
ξ , Н/м (статический способ)	1,109	1,752	4,130	4,973	5,821
ξ , Н/м (вибрационный способ)	1,049	1,807	4,277	5,030	5,876
Разница, %	5,72	3,04	3,43	1,13	0,94

Анализ приведенных в таблице 3.6 данных показывает:

- значения коэффициента жесткости шва рассматриваемой деревянной составной балки, полученные статическим и вибрационным способами, отличаются друг от друга в пределах 5...6 %;
- с ростом числа нагелей коэффициент жесткости шва растет, а разница между соответствующими значениями ξ уменьшается.

Последний эффект можно объяснить тем, что закономерность (2.9) была получена для упругих балок цельного сечения. Поэтому, при достаточно большом числе нагелей она соблюдается с большей точностью.

Таким образом, вибрационный способ определения жесткости шва в составных балках при достаточно большом числе нагелей предпочтительнее статического, ввиду его меньшей трудоёмкости.

3.6 Определение жесткости балки с вертикальным стыком

Для экспериментов была изготовлена деревянная балка сечением $b \times h = 50 \times 150$ мм и длиной 2,95 м с укрупнительным стыком в её середине. Для создания жесткого стыка использовались стальные полосы сечением 20×1 мм, крепление которых осуществлялось с помощью болтового соединения (рисунок 3.9).

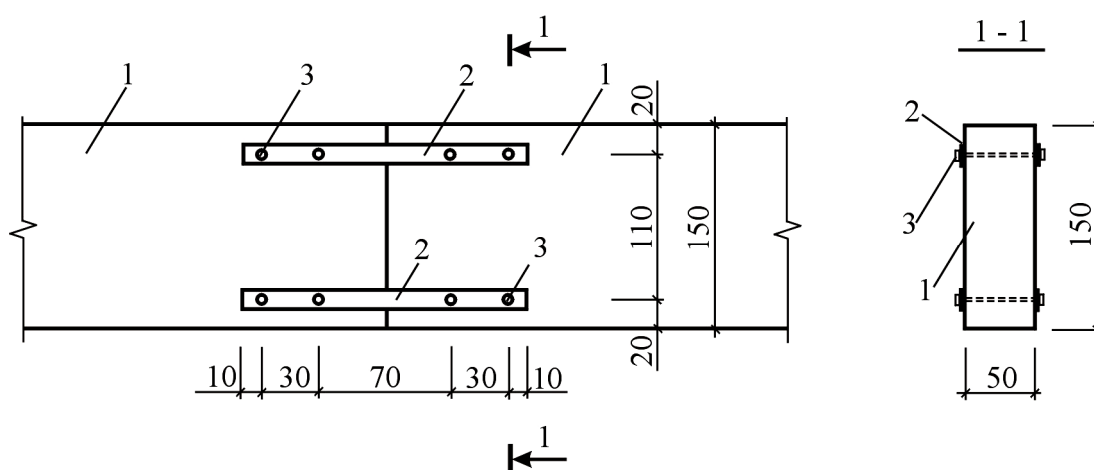


Рисунок 3.9 – Конструкция укрупнительного стыка деревянной балки

Испытания осуществлялись на установке, описанной выше в п. 3.2. Собственная частота колебаний балки определялась с помощью виброанализатора колебаний – прибора «Вибран-2.0». Датчик прибора прикреплялся с помощью пластины на верхней части балки в средней части пролета. Собственные колебания балки возбуждались с помощью небольшого механического удара в средней части пролета.

Нагружение балки производилось калиброванными грузами (металлическими пластинами) с эквивалентной интенсивностью $q = 82,8$ Н/м. Максимальный прогиб измерялся с помощью прогибомера часового типа 6ПАО с ценой деления 0,01 мм, закрепленного на штативе.

Для этой балки были определены резонансная частота колебаний в ненагруженном состоянии ($f = 34,79$ Гц, $\omega = 218,6$ с⁻¹) и максимальный прогиб ($w_0 = 0,0070$ м).

Подставляя резонансную частоту колебаний в формулу (2.34), найдем:

$$w_0 = \left(\frac{0,0123 \cdot 218,6 - 5,153}{1 - 0,021 \cdot 218,6} \right) = 0,68 \text{ мм},$$

что отличается от результата, полученного экспериментально, на 2,86 %.

Таким образом, с помощью вибрационного способа можно достаточно просто оценивать жесткость балки, имеющей укрупнительные стыки.

3.7 Определение изгибной жесткости укрупнительного стыка балки

Для проверки работоспособности предложенного способа определения жесткости укрупнительного стыка балки воспользуемся экспериментальными данными, полученными в п. 3.6: основная частота колебаний деревянной балки в ненагруженном состоянии ($\omega_0 = 218,6 \text{ с}^{-1}$) и максимальный прогиб от нагрузки $q = 82,8 \text{ Н/м}$ ($w_0 = 0,0070 \text{ м}$).

Подставляя величину максимального прогиба в формулу (2.35), получим:

$$k_w = \left(\frac{1}{39,537w_0 - 20,506} \right) = \frac{1}{39,537 \cdot 0,70 - 20,506} = 0,140 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Этому значению коэффициента k_w соответствует изгибная жесткость укрупнительного стыка $(EI)_c = 0,140 \cdot 140 = 19,60 \text{ кНм}^2$.

Подставляя резонансную частоту колебаний в формулу (2.36), получим:

$$k_\omega = \left(\frac{-0,003 + 7,242 \cdot 10^{-5} \omega_0}{1 - 0,00524 \omega_0 + 4,81 \cdot 10^{-6} \omega_0^2} \right) =$$

$$= \frac{-0,003 + 7,242 \cdot 10^{-5} \cdot 218,6}{1 - 0,00524 \cdot 218,6 + 4,81 \cdot 10^{-6} \cdot 218,6^2} = 0,152 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Этому значению коэффициента k_ω соответствует изгибная жесткость укрупнительного стыка $(EI)_c = 0,152 \cdot 140 = 21,28 \text{ кНм}^2$.

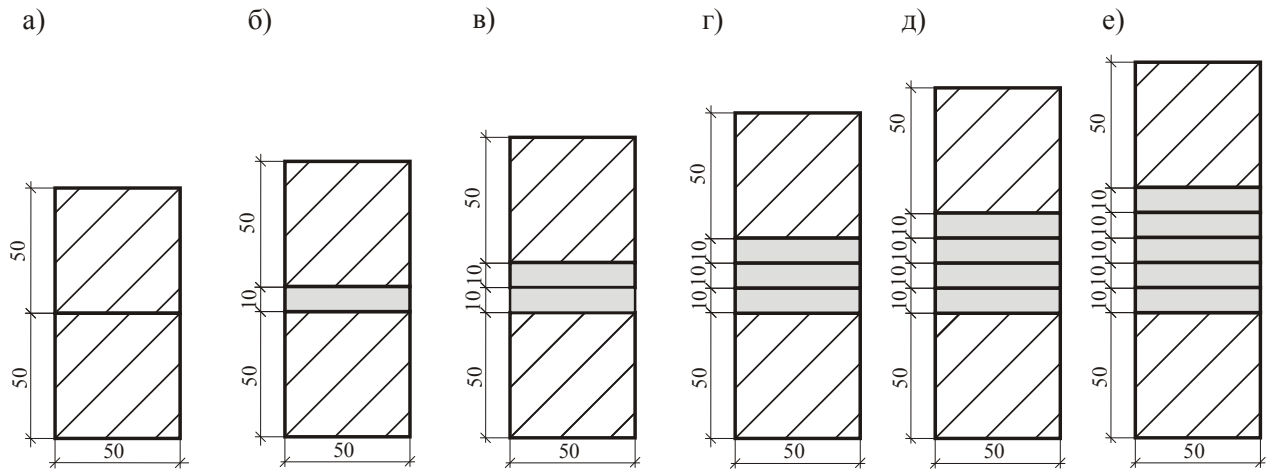
Из этих результатов видно, что изгибные жесткости укрупнительного стыка, полученные предложенными статическим и вибрационным способами, незначительно отличаются друг от друга ($\Delta = 4,12$ % от среднего значения).

3.8 Исследования двухслойных деревянных балок с переменной высотой горизонтального шва

Для эксперимента были изготовлены составные балки пролетом 2,9 м, состоящие из двух брусков 50×50 мм, при этом была предусмотрена возможность изменять высоту соединительного шва балки. Сначала проводились испытания двухслойной балки без прокладок. В дальнейшем граница контакта верхнего и нижнего слоёв изменялась ступенчато постановкой деревянных прокладок толщиной 10, 20 30, 40 и 50 мм. Соединение слоев и прокладок между собой осуществлялось стальными цилиндрическими нагелями диаметром 4 мм с нарезанной с обоих концов резьбой. Исследовались балки с шарнирным креплением её концов. Сечение и конструкция балки приведены на рисунке 3.10.

Статические испытания проводились путем нагружения балки тарированными стальными грузами в шести точках тремя ступенями. Величина каждой ступени составляла 82,7 Н/м, максимальная статическая нагрузка на балку, приведенная к эквивалентной равномерно распределенной, составила 248 Н/м. На каждой ступени нагружения определялись максимальные прогибы балки при помощи прогибомера марки 6ПАО с ценой деления 0,01 мм. Испытания балок в режиме свободных колебаний проводились с помощью прибора «Вибран-2.0» (рисунок 3.11).

В процессе испытаний изменялось количество нагелей, на каждом этапе нагели расставлялись симметрично относительно середины пролета (рисунок 3.12).



*а) – без прокладок, б) – одна прокладка, в) – две прокладки,
г) – три прокладки, д) – четыре прокладки, е) – пять прокладок.*

Рисунок 3.10 – Сечение составных балок



**Рисунок 3.11 – Установка для
вибрационных испытаний составной
балки с переменной жесткостью шва**



**Рисунок 3.12 – Установка для
статических испытаний составной
балки с переменной жесткостью шва**

Статистическая обработка результатов измерений основной частоты колебаний и максимальных прогибов производились по методике, изложенной в (п. 3.2).

По результатам экспериментов построены графики изменения максимальных прогибов (рисунок 3.13) и основной частоты собственных колебаний балок в зависимости от величины приложенной нагрузки (рисунки 3.14). По оси ординат откладывались максимальный прогиб конструкции и круговая частота колебаний, а по оси абсцисс – значение распределенной нагрузки, приложенной к балке на каждом этапе испытания.

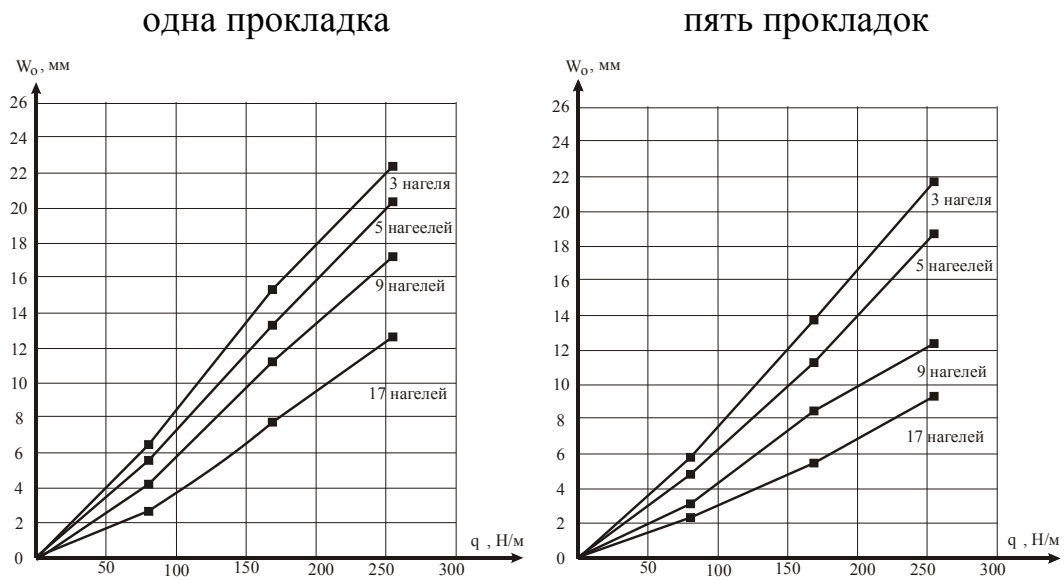


Рисунок 3.13 – Графики зависимости максимальных прогибов балки w_0 от интенсивности равномерно распределенной нагрузки q и числа нагелей

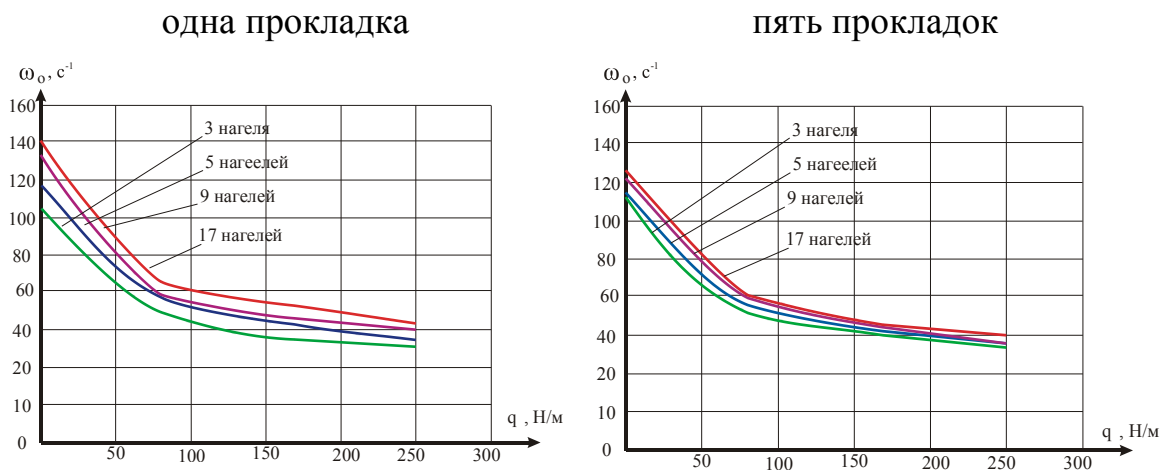


Рисунок 3.14 – Графики зависимости основной частоты колебаний балки ω от интенсивности равномерно распределенной нагрузки q и числа нагелей

Анализируя графики, можно проследить за изменениями максимального прогиба w_0 и основных частот колебаний ω составной балки в зависимости от количества нагелей в ней. В целом поведение контролируемых параметров оказалось предсказуемым:

– с ростом q увеличивается максимальный прогиб и уменьшается основная частота колебаний при любом количестве нагелей и прокладок;

– с ростом количества нагелей при заданной интенсивности равномерно распределенной нагрузки максимальный прогиб уменьшается, а основная частота колебаний увеличивается;

– с ростом нагрузки увеличение максимального прогиба при любом количестве нагелей и прокладок происходит практически по линейному закону, что свидетельствует о том, что испытываемая балка при этих нагрузках работает в упругой стадии.

На рисунках 3.15 построены графики зависимостей величины максимального прогиба при нагрузке $q = 248$ кН/м от количества нагелей, а на рисунке 3.16 – графики изменения величины максимального прогиба от количества прокладок.

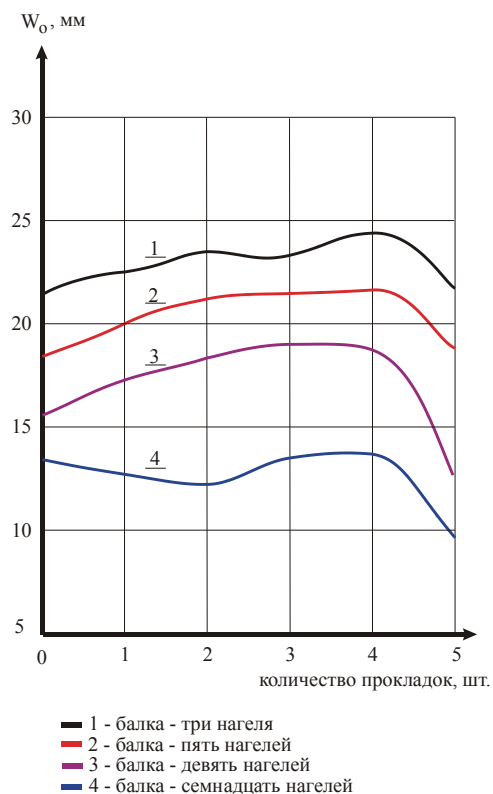
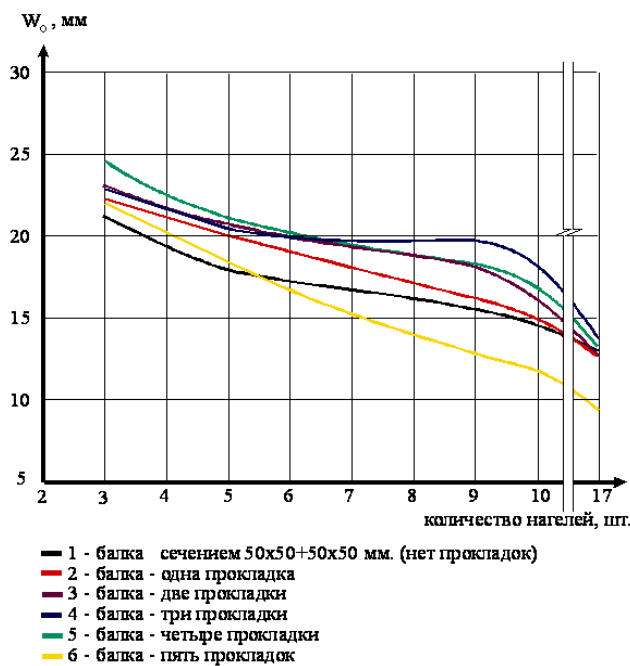


Рисунок 3.15 – Графики зависимостей максимального прогиба составной балки w_0 от количества нагелей

Рисунок 3.16 – Графики зависимостей максимального прогиба составной балки w_0 от количества прокладок

Анализ полученных графиков показывает, что приведенные зависимости изменяются неоднозначно:

- с ростом количества нагелей максимальный прогиб составной балки при любом числе прокладок уменьшается, что очевидно; однако кривые для различного количества прокладок пересекаются;

- с ростом количества нагелей при фиксированном числе прокладок максимальный прогиб составной балки уменьшается, однако при увеличении числа прокладок от 0 до 5 кривые $w_0 - m$ изменяются волнообразно, причем прогибы резко снижаются при изменении числа прокладок от 4 до 5.

Такое неоднозначное поведение рассматриваемых кривых объясняется следующими обстоятельствами. С ростом числа прокладок растет момент сопротивления сечения составной балки, что приводит к снижению максимального прогиба при прочих одинаковых условиях. В то же время с ростом высоты соединительного шва снижается коэффициент жесткости шва составной балки, что должно приводить к увеличению её максимального прогиба. Накладываясь друг на друга, эти факторы обуславливают неоднозначное поведение контролируемого параметра.

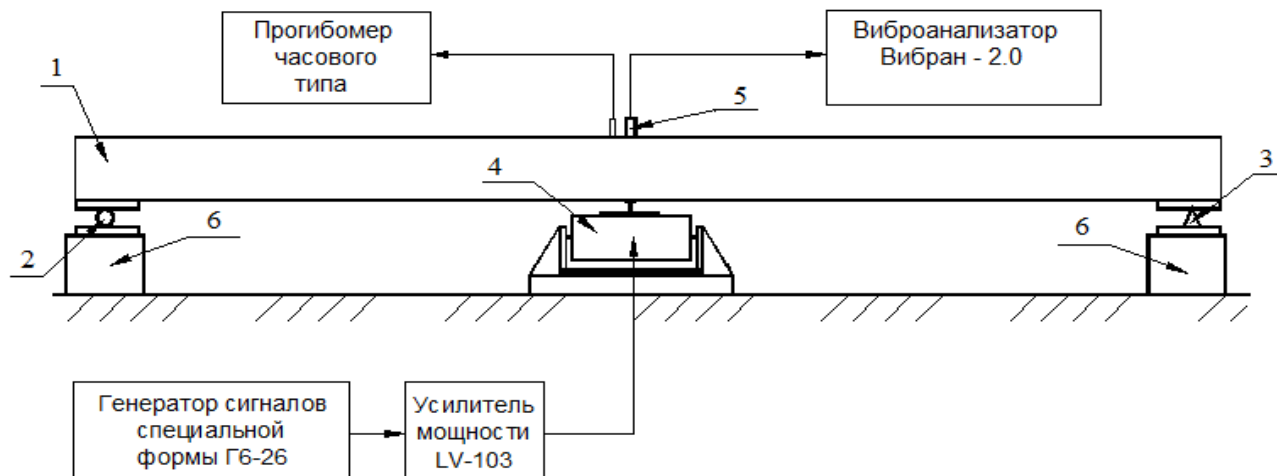
3.9 Определение жесткости балок, изготовленных из физически нелинейного материала

Для апробации предложенного способа определения жесткости балок из физически нелинейного материала были изготовлены железобетонные балки в опалубке перемычек типа 2ПБ-26-4 ($l = 2590$ мм; $b = 120$ мм; $h = 140$ мм, масса балок $m \approx 109,0$ кг). Арматурный каркас состоял из рабочей арматуры нижней зоны (арматура класса А400 диаметром $d_s = 12$ мм), конструктивной арматуры верхней зоны (проволочной арматуры В500 $d_s = 5$ мм) и поперечных связей из арматуры В500 $d_s = 4$ мм. Для замоноличивания использовался бетон с начальным модулем упругости $E_b = 27,5 \cdot 10^3$ МПа. Балки изготавливались в заводских

условиях под строгим контролем всех технологических операций согласно ГОСТ Р 53231-2008 [15] (подбор состава бетона и его укладка в опалубку, контроль режимов формования и термообработки, соблюдение геометрических размеров, армирования и др.).

3.9.1 Функциональная схема испытательного стенда и методика проведения испытаний

Испытания железобетонных балок проводились на специальном стенде, изготовленном в лаборатории на кафедре «Строительные конструкции и материалы» ФГБОУ ВПО «Государственный университет – УНПК». Стенд включает в себя набор стандартного оборудования, приборов и средств измерений. Функциональная схема его приведена на рисунке 3.17.

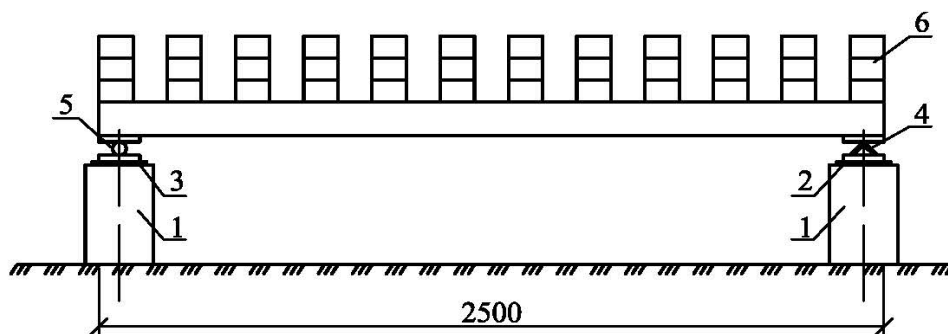


- 1 – контролируемая балка; 2, 3 – подвижная и неподвижная шарнирные опоры;
4 – ударное устройство – возбудитель собственных поперечных колебаний;
5 – виброанализатор спектра колебаний «Вибран-2.0»; 6 – силовые опоры*

Рисунок 3.17 – Функциональная схема испытательного стенда

Балка 1 устанавливается и закрепляется на шарнирных опорах. Одна из них шарнирно неподвижная 3 в виде стального уголка, другая шарнирно подвижная 2 в виде металлического круглого стержня. Шарнирные опоры 2 и 3 установлены на силовых опорах 6. В средней части балки закрепляются вибродатчик 5 прибора «Вибран-2.0» и прогибомер часового типа 6ПАО с ценой деления 0,01 мм. Под балкой в середине пролета размещают возбудитель колебаний ударного типа 4 на основе контактора КТ6042-УЗ с емкостным накопителем мощностью до 600 Дж), работу которого обеспечивают вспомогательные устройства: генератор сигнала типа Г6-26 и усилитель мощности типа LV-103 (ММФ).

В контролируемой балке сначала измерялась основная частота колебаний в ненагруженном состоянии, а затем осуществлялось статическое нагружение ступенчато возрастающей равномерно распределенной нагрузкой в виде силикатного кирпича с размерами 250x120x88 мм и массой $\approx 5,2$ кг. Каждая ступень нагрузки согласно требованиям ГОСТ 8829–94 [14] не превышала 10 % от контрольной разрушающей нагрузки. Схема нагружения балок показана на рисунке 3.18.



*1 – силовые опоры; 2, 3 – металлические пластины; 4 – шарнирно неподвижная опора;
5 – шарнирно подвижная опора; 6 – силикатный кирпич.*

Рисунок 3.18 – Схема нагружения балок

На каждом этапе загрузки балки определялся максимальный прогиб и осуществлялось наблюдение за появлением трещин в средней части балки. По-

сле появления первых трещин замеры максимального прогиба осуществлялись с выдержкой нагрузки не менее 10 минут.

Момент начала трещинообразования балок определялся визуально по появлению первой волосяной трещины и проверялся ультразвуковым прибором «Пульсар 1.1». За разрушающую принималась нагрузка, при которой прогибы росли непрерывно в течение 30 минут.

Измерение основной частоты колебаний балки проводилось не менее 10 раз с проведением статистической обработки результатов измерений по методике, изложенной выше в п. 3.1. Измерение максимального прогиба балки осуществлялось один раз. Многократные измерения были невозможны, так как с появлением пластических деформаций разгрузка конструкции и ее нагружение вновь приводили к появлению значительно отличающихся результатов.

3.9.2 Результаты испытаний балки

При динамическом испытании балки в ненагруженном состоянии в режиме свободных колебаний была получена основная частота колебаний $f = 29,9$ Гц ($\omega = 2\pi f = 187,87$ с⁻¹). Результаты статических испытаний балки приведены в таблице 3.7 (колонки 3 и 4).

В колонке 5 приведены результаты определения по экспериментальным данным после их статистической обработки коэффициента пропорциональности K , полученного из формулы (2.40):

$$K = \omega^2 m \frac{w_0}{q} = 187,87^2 \frac{109,0}{2,59} \times 10^{-6} \frac{w_0}{q} = 1,485 \frac{w_0}{q}. \quad (3.1)$$

По этим значениям K построена аппроксимирующая кривая $K - q$:

$$K = \sqrt{a + bq + cq^2 + dq^3}, \quad (3.2)$$

где $a = -0,2496$, $b = 1,5591$, $c = 0,3130$, $d = -0,04021$. Результаты расчета по этой формуле приведены в колонке 6 таблицы 3.7, а в колонке 7 – их отклонения от результатов, приведенных в колонке 5. Графическое представление этой зависимости приведено на рисунке 3.19 (кривая II). Прямая I на этом рисунке соот-

ветствует значению К для балок из физически линейного материала.

Таблица 3.7 – Результаты статических испытаний железобетонной балки

Параметры перемычки	№ исп.	q, кН/м	w ₀ , мм	К	К по (3.2)	Разница, %
1	2	3	4	5	6	7
Б-1 ds = 12 мм E _b = 27,5 · 10 ³ МПа	1	0,488	0,251	0,764	0,762	0,26
	2	0,600	0,389	0,929	0,889	4,31
	3	0,732	0,500	1,014	1,022	0,79
	4	0,976	0,810	1,233	1,238	0,41
	5	1,098	1,010	1,366	1,337	2,12
	6	1,220	1,163	1,416	1,430	0,99
	7	1,342	1,368	1,514	1,520	0,40
	8	1,466	1,590	1,611	1,607	0,25
	9	2,152	2,901	2,002	2,038	1,80
	10	3,228	5,608	2,580	2,587	0,27
	11	4,304	8,752	3,020	3,009	0,36
	12	4,842	10,33	3,168	3,174	0,19
	13	5,380	11,979	3,307	3,307	0,00
<i>Примечание – Жирным курсивом отмечена нагрузка, при которой появилась первая трещина в середине пролета балки.</i>						

Графический анализ рисунка 3.19 показал, что кривая II является монотонно возрастающей без каких-либо заметных переломов в момент перехода работы балки из упругой стадии в упругопластическую и пластическую.

Оценим максимально возможную абсолютную погрешность Δw_0 при определении максимального прогиба экспериментальной балки с использованием зависимости (2.40) по методу максимума-минимума [54]:

$$\Delta w_0 = \frac{\partial w_0}{\partial K} \Delta K + \frac{\partial w_0}{\partial q} \Delta q + \frac{\partial w_0}{\partial m} \Delta m + \frac{\partial w_0}{\partial \omega_0^2} \Delta \omega_0^2,$$

где ΔK , Δq , Δm и $\Delta \omega_0$ – абсолютные погрешности измерения соответственно параметра К, нагрузки q, погонной массы m и основной частоты колебаний балки ω_0 .

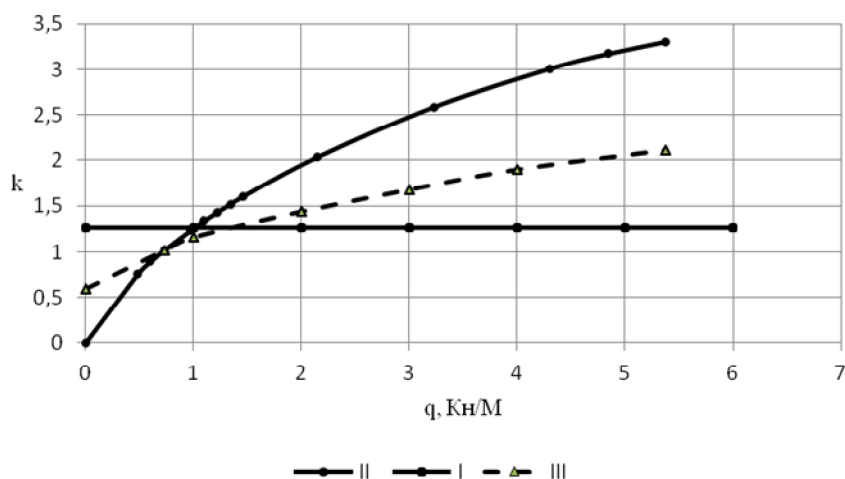


Рисунок 3.19 – Зависимость $K - q$ для балок, изготовленных из физически линейного материала (прямая I) и железобетона (кривая II)

Значения абсолютных погрешностей принимаем по существующим нормативным документам или задаем по результатам проведенных экспериментальных исследований:

$\Delta K = 4,31 \%$ по результатам аппроксимации экспериментально полученных значений параметра K (см. таблицу 3.7);

$\Delta q = 0,5 \%$ по результатам взвешивания мелкоштучных элементов, используемых для загрузки балок контрольной нагрузкой q_0 ;

$\Delta m = 0,5 \text{ кг/м}$ по результатам взвешивания контролируемых балок;

$\Delta \omega = 0,2 \%$ – по данным статистической обработки результатов измерений основной частоты колебаний балок в ненагруженном состоянии.

Согласно методу максимума-минимума [54], для нахождения максимально возможной абсолютной погрешности необходимо взять наибольшие предельные отклонения для всех параметров, у которых коэффициенты влияния положительные, и наименьшие предельные отклонения для параметров с отрицательными коэффициентами влияния; для нахождения минимально возможной погрешности необходимо взять наименьшие предельные отклонения для всех параметров, у которых коэффициенты влияния положительные, и наибольшие предельные отклонения для параметров, у которых коэффициенты влияния отрицательные. Согласно этому правилу

$$\begin{aligned}\Delta w_0 &= \frac{\partial w_0}{\partial K} \Delta K + \frac{\partial w_0}{\partial q} \Delta q + \frac{\partial w_0}{\partial m} \Delta m + \frac{\partial w_0}{\partial \omega_0^2} \Delta \omega_0 = \\ &= \frac{q}{m} \frac{1}{\omega_0^2} \left(\pm \frac{1,430 \cdot 4,31}{100} \right) + K \frac{1}{m} \frac{1}{\omega_0^2} \left(\pm \frac{1220 \cdot 0,5}{100} \text{ Н/м} \right) - \\ &- K \frac{q}{m^2} \frac{1}{\omega_0^2} (\mp 0,5 \text{ кг/м}) - 2K \frac{q}{m} \frac{1}{\omega_0^3} \left(\mp \frac{187,87 \cdot 0,2}{100} \text{ с}^{-1} \right).\end{aligned}$$

Подставляя в эту формулу значения экспериментальных данных, получим:

$$\begin{aligned}\Delta w_0 &= \underbrace{\frac{1220}{42,08} \frac{1}{187,87^2} \left(\pm \frac{1,430 \cdot 4,31}{100} \right)}_{5,06 \cdot 10^{-5}} + \underbrace{1,430 \frac{1}{42,08} \frac{1}{187,87^2} \left(\pm \frac{1220 \cdot 0,5}{100} \text{ Н/м} \right)}_{5,87 \cdot 10^{-6}} - \\ &- \underbrace{1,430 \frac{1220}{42,08^2} \frac{1}{187,87^2} (\mp 0,5 \text{ кг/м})}_{1,396 \cdot 10^{-5}} - \underbrace{2 \cdot 1,430 \frac{1220}{42,08} \frac{1}{187,87^3} \left(\mp \frac{187,87 \cdot 0,2}{100} \text{ с}^{-1} \right)}_{4,70 \cdot 10^{-6}} = \\ &= 7,509 \times 10^{-5} \text{ м} = 7,509 \times 10^{-2} \text{ мм}.\end{aligned}$$

С учетом этого результата найдём максимально возможную относительную погрешность при определении максимального прогиба железобетонных балок рассмотренного типа с помощью предложенного способа:

$$\Delta w_0 / w_0 \times 100 = 7,509 \cdot 10^{-2} / 1,163 \times 100 = 6,46 \text{ \%}.$$

Таким образом, для железобетонных балок рассмотренного типа максимальный прогиб от действия равномерно распределенной нагрузки будет определяться по формуле

$$w_0 = \sqrt{-0,2496 + 1,5591q + 0,3130q^2 - 0,04021q^3} \frac{q}{m} \frac{1}{\omega_0^2}. \quad (3.3)$$

Совместно с испытанной железобетонной балкой была изготовлена и испытана вторая балка, отличающаяся от первой тем, что приготовленная бетонная смесь была жестче за счет снижения объема воды в ней на 5 %. После ее укладки в опалубку смесь вибрировалась дольше, чем в первой балке.

В этой балке в ненагруженном состоянии была определена основная частота колебаний $f = 32,47$ Гц ($\omega = 204,015 \text{ с}^{-1}$). Далее балка была испытана тремя ступенями статически приложенной равномерно распределенной нагрузки: $q_1 = 0,488$ кН/м, $q_2 = 1,466$ кН/м и $q_3 = 3,228$ кН/м. Первая нагрузка соответствова-

ла упругой работе балки, вторая – приблизительно моменту появления трещин, третья – работе балки в упругопластической стадии. Для этих нагрузок экспериментально были определены прогибы: $(w_0)_1 = 0,22$ мм, $(w_0)_2 = 1,28$ мм, $(w_0)_3 = 4,60$ мм.

По формуле (3.3) для заданных нагрузок и найденной экспериментально основной частоте колебаний были подсчитаны значения максимальных прогибов

$(w_0)_1 = 0,212$ мм, $(w_0)_2 = 1,345$ мм, $(w_0)_3 = 4,768$ мм. Эти результаты отличаются от полученных экспериментально соответственно на 3,64 %, 5,07 % и 3,65 %.

Таким образом, предложенный способ контроля жесткости балок позволяет расширить его технологические возможности и распространить на балки, материал которых обладает физически нелинейными свойствами, за счет построения экспериментальной кривой $K(q)$ по результатам динамических и статических испытаний эталонной конструкции.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

Обобщая результаты проведенных исследований, можно сделать вывод о том, что в диссертации получили существенное развитие экспериментально-теоретические способы определения жесткостных характеристик составных балок и балок, изготовленных из физически нелинейного материала, с использованием методов статического и вибрационного нагружения конструкций. При этом получены следующие основные научные и практические результаты.

1 Приведено теоретическое обоснование возможности применения вибрационных методов для диагностики состояния составных балок и балок, изготовленных из материала, обладающего физически нелинейными свойствами;

2 Разработаны статический и вибрационный способы контроля жесткости горизонтального шва составных балок, жесткости балок с укрупнительными монтажными стыками, изгибной жесткости стыковых соединений и методики практической реализации этих способов;

3 Выполнено тестирование статического и вибрационного способов определения жесткости горизонтального шва составных балок с помощью численных экспериментов на примере определения жесткости решётки металлических ферм с параллельными поясами, имеющем «точное» теоретическое решение. Результаты численного эксперимента и теоретического решения имеют погрешность 5,5%.

4 Разработан вибрационный способ и методика контроля жесткости балок, изготовленных из материала, обладающего физически нелинейными свойствами.

5 Проведены экспериментальные исследования большемерных моделей:

– деревянных составных балок и балок с укрупнительными стыками для отработки методик реализации предложенных способов контроля жесткостных параметров таких конструкций;

– деревянных составных балок с переменной высотой соединительного шва и переменным числом нагелей для выявления зависимостей «нагруз-

ка – деформации»; выявленные физические эффекты легли в основу рекомендаций по конструированию составных балок;

– железобетонных перемычек с использованием вибрационного способа контроля жесткости; результаты экспериментов с удовлетворительной точностью (6,0%) подтвердили правильность теоретических предпосылок, положенных в основу этого способа.

Обработка результатов измерений при проведении экспериментальных исследований велась методами математической статистики.

Список литературы

- 1 Абдрахманов, И.С. Прочность и деформативность деревожелезобетонных изгибаемых элементов при статических и повторных нагрузениях: дисс. ...доктора технических наук. – М, 2009. – 429 с.
- 2 Абрамов, Д.С. Производственный контроль качества железобетонных изделий [Текст] / Д.С. Абрамов, В.Д. Лерман. - Л.: Стройиздат, 1978. – 160 с.
- 3 Александров, А.Я. Расчет трехслойных панелей [Текст] / А.Я. Александров, Л.Э. Брюккер, Л.М. Куршин, А.П. Прусаков – М.: Оборонгиз, 1960.
- 4 Алешин, Н.П. Ультразвуковая дефектоскопия: Справочное пособие [Текст] / Н.П. Алешин, В.Г. Лупачев. – М.: Высшая школа, 1987. – С. 32-36.
- 5 Аронов, Р.И. Испытания сооружений [Текст] / Р.И. Аронов. – М.: Высшая школа, 1974. – 187 с.
- 6 Бабалич, В.С. Применение магнитоупорного метода к оценке напряжённо–деформированного состояния элементов железобетонных конструкций [Текст] / В.С. Бабалич, И.Ф. Буш // Индустриальные технические решения для реконструкции зданий и сооружений промышленных предприятий: Тез. докл. Всесоюзного семинара (Макеевка, 1986).
- 7 Бирюлев, В.В. О работе составных балок с упругоподатливыми связями [Текст] / В.В. Бирюлев, А.З. Клячин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1968. - № 4. С. 17-19.
- 8 Быховский, Ю.В. К вопросу о применении, расчете и исследовании составных стержней [Текст] / Ю.В. Быховский // Труды преподавателей и слушателей Тульского городского университета научно-технических знаний. – Вып. 27. – Тула: Тульский политехнический институт. 1974. – С. 78-84.
- 9 Варданян, Г.С. Соппротивление материалов с основами теории упругости [Текст] / Г.С. Варданян, В.И. Андреев, Н.М. Атаров, А.А. Горшков. – М.: Изд-во АСВ, 1995, - 572 с.
- 10 ВСН 6630-72. Временная инструкция по контролю качества готовых железобетонных изделий, деталей и конструкций неразрушающими методами [Текст]. – Л.: Минстрой СССР. 1976. – 104 с.

11 Гвозков, П.А. Оценка жесткости составных деревянных и деревометаллических балок вибрационным методом: дисс. ... кандидата технических наук. – Орел, 2008. – 155 с.

12 Гвозков, П.А. Экспериментальные исследования двухслойных деревянных балок с переменной жесткостью и толщиной соединительного шва [Текст] / П.А. Гвозков, М.О. Калашников, О.В. Калашникова, В.В. Кузин // Строительство и реконструкция. – 2012. – № 4. – С. 30-34.

13 Генкин, М.Д. Виброакустическая диагностика в машиностроении [Текст] / М.Д. Генкин, А.Г. Соколова. – М.: Машиностроение, 1987. – 283 с.

14 ГОСТ 8829–94. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы испытания нагружением и оценка прочности, жёсткости и трещиностойкости [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1994. – 26 с.

15 ГОСТ Р 53231-2008. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности [Текст]. – М.: Стандартинформ, 2009. – 15 с.

16 ГОСТ 17623-87. Бетоны. Радиоизотопный метод определения плотности [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1987. – 12 с.

17 ГОСТ 17624-87. Бетоны. Ультразвуковой метод определения, прочности [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1987. – 12 с.

18 ГОСТ 22690-88. Определения прочности механическими методами неразрушающего контроля [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1988. – 25 с.

19 ГОСТ 22362-77. Конструкции железобетонные. Методы измерения силы натяжения арматуры [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1977. – 26 с.

20 Горностаев, С.И. Экспериментально-теоретическая оценка трещинообразования железобетонных составных конструкций: дисс. ... кандидата технических наук. – Орел, 2009. – 197 с.

21 Горшков, А.Г. Стационарные задачи динамики многослойных конструкций [Текст] / А.Г. Горшков, В.И. Пожурев. – М.: Машиностроение, 1992.

22 Горшков, А.Г. Стационарные задачи динамики многослойных конструкций [Текст] / А.Г. Горшков, Э.И. Старовойтов, А.В. Яровая. – М.: Физматлит, 1992. – 576 с.

23 Гоши, Б. Статика и динамика зданий с листовым каркасом [Текст] / Б. Гоши: пер. с венг. – М.: Стройиздат, 1984. – 124 с.

24 Давыдова, Э.Г. Устойчивость двухветвенного стержня из нелинейно упругого материала [Текст] / Э.Г. Давыдова // Строительная механика и расчет сооружений. – 1970. - № 3. – С. 10-12.

25 Дергачев, А.А. Некоторые уточнения теории составных стержней применительно к алгоритмизации пространственного расчета зданий [Текст] / А.А. Дергачев // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. – Киев: КиевЗНИИЭП, 1979.

26 Джонс, Р. Неразрушающие методы испытания бетонов [Текст] / Р. Джонс, И. Фэкэоару. – М. Стройиздат, 1974. – 285 с.

27 Дзенис, В.В. Акустические методы контроля в технологии строительных материалов [Текст] / В.В. Дзенис. – Л.: Стройиздат, 1978. – 151 с.

28 Дроздов, П.Ф. Расчет пространственных несущих систем полносборных многоэтажных зданий [Текст] / П.Ф. Дроздов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1966. – № 1. – С. 1-5.

29 Дроздов, П.Ф. Расчет крупнопанельных зданий на вертикальные и горизонтальные нагрузки [Текст] / П.Ф. Дроздов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1966. - № 1. – С. 7-10.

30 Дроздов, П.Ф. Проектирование крупнопанельных зданий [Текст] / П.Ф. Дроздов, И.М. Себекин. – М.: Стройиздат, 1967. – 416 с.

31 Дроздов, П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов [Текст] / П.Ф. Дроздов. – М.: Стройиздат, 1977. – 222 с.

32 Дятлов, А.В. Устойчивость сплошных составных стержней [Текст] / А.В. Дятлов // Прикладная математика и механика. – 1938. – Т. 1. – Вып. 4.

33 Енделе, М. Высотные здания с диафрагмами и стволами жесткости [Текст] / М. Енделе, И. Шейнога: пер. с чешск. – М.: Стройиздат, 1980. – 336 с.

34 Ермолов, И.Н. Методы и средства неразрушающего контроля качества [Текст] / И.Н. Ермолов, Ю.А. Останин. – М.: Высшая школа, 1988. – 368 с.

35 Жуковский, Н.Е. Распределение давлений на нарезках винта и гайки [Текст] / Н.Е. Жуковский // Полное собр. соч. – Т. VIII, 1937.

36 Заборов, В.И. Прочность и устойчивость составных арок [Текст] / В.И. Заборов // Научное сообщение ЦНИИСК. – Вып. 12. – М.: Стройиздат, 1954. – 70 с.

37 Защук, И.В. Электроника и акустические методы испытания строительных материалов [Текст] / И.В. Защук. – М.: Высшая школа, 1968. – 247 с.

38 Золотухин, Ю.Л. Испытание строительных конструкций: Учебное пособие [Текст] / Ю.Л. Золотухин. – Минск: Высшая школа, 1983. – 208 с.

39 Инжутов, И.С. К практическому расчету клефанерных плит [Текст] / И.С. Инжутов, В.И. Хороший и др. // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1990. – № 2. – С. 130-132.

40 Инжутов, И.С. Исследование напряженно-деформированного состояния крупноразмерной ребристой плиты с фанерной обшивкой, приклеенной на части длины конструкции [Текст] / И.С. Инжутов, В.И. Жаданов и др. // Известия вузов. Строительство. - 2008. - № 7. - С. 132-137.

41 Инжутов, И.С. Комбинированные из стали, бетона, дерева пространственные конструкции блочного типа : учеб. пособие. Часть. 1 [Текст] / / И.С. Инжутов, Л.В. Енджиевский, П.А., Дмитриев, В.И. Жаданов и др. – Красноярск : СФУ, ИПК ГОУ ОГУ, 2008. – 321 с.

42 Калашников, М.О. Диагностика и контроль качества строительных конструкций вибрационным методом: дисс. ... кандидата технических наук. – Орел, 2011. – 154 с.

43 Калашникова, О.В. Влияние геометрии решетки ферм с параллельными поясами на её жесткость [Текст] / О.В. Калашникова // Строительство и реконструкция. – 2012. – № 4. – С. 41-47.

44 Карлсен, Г.Г. Конструкции из дерева и пластмасс [Текст] / Г.Г. Карлсен, В.В. Большаков, М.Е. Коган и др. – М.: Стройиздат, 1975. – 688 с.

45 Колчин, Я.Е. Деформирование зон контакта элементов составных железобетонных конструкций: дисс. ... кандидата технических наук. – Орел, 2011. – 176 с.

46 Колчунов, В.И. Расчет составных тонкостенных конструкций [Текст] / В.И. Колчунов, Л.А. Панченко. – М.: Изд-во АСВ, 1999. – 281 с.

47 Колчунов, В.И. Экспериментальные исследования по определению приведенной жесткости на сдвиг в железобетонных элементах составного сечения [Текст] / В.И. Колчунов, Я.Е. Колчин, М.И. Стадольский // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – №2. – С. 62-67.

48 Колчунов, В.И. Наряжено-деформированное состояние железобетонных конструкций составного сечения до появления трещин [Текст] / В.И. Колчунов, С.И. Горностаев // Известия Орловского государственного технического университета. Серия Строительство и транспорт. – 2008. – №1. – С. 15-21.

49 Колчунов, В.И. Экспериментальные исследования деформативности и трещиностойкости железобетонных конструкций составного сечения [Текст] / В.И. Колчунов, Е.А. Скобелева, Н.В. Ключева, С.И. Горностаев // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2008. – № 1. – С. 54-60.

50 Колчунов, В.И. Экспериментальные исследования по определению приведенной жесткости на сдвиг в железобетонных элементах составного сечения [Текст] / В.И. Колчунов, М.И. Стадольский, Я.Е. Колчин // Пространственные конструкции зданий и сооружений (Исследования, расчет, проектирование и применение): Сб. статей. – Вып. 11. – М.: 20 МОО «Пространственные конструкции». – 2008. – С. 137 – 144.

51 Комар, А.Г. Испытания сборных железобетонных конструкций [Текст] / А.Г. Комар, Е.Н. Дубровин. – М.: Высшая школа, 1980. – С. 240 с.

52 Конструкции из дерева и пластмасс: Под редакцией Г.Г. Карлсена и др. [Текст]– М.: Стройиздат, 1986.

53 Коробко, В.И. Изопериметрический метод в строительной механике: теоретические основы изопериметрического метода. [Текст] / В.И. Коробко. – М.: Изд-во АСВ, 1997. – 390 с.

54 Коробко, В.И. Лекции по курсу «Основы научных исследований» [Текст] / В.И. Коробко. – М.: Изд-во АСВ, 2000. – 218 с.

55 Коробко, В.И. Анализ работы деревометаллической составной балки при статических и динамических нагрузках [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Турков, П.А. Гвозков // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: Материалы Международных академических чтений. – Курск: КГТУ, 2005.– С. 84-88.

56 Коробко, В.И. Вибрационный контроль деревометаллических составных балок [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Турков, П.А. Гвозков // Неразрушающий контроль и техническая диагностика в промышленности: Тезисы 4-ой Международной выставки и конференции. – Москва, 2005. – С. 52

- 57 Коробко, В.И. Строительная механика: Динамика и устойчивость стержневых систем [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Коробко. – М.: Изд-во АСВ, 2008. – 399 с.
- 58 Коробко, В.И. Экспериментальные исследования стальных ферм с параллельными поясами на статические и динамические воздействия [Текст] / В.И. Коробко, Р.В. Алдушкин, О.В. Бояркина // Известия ОрелГТУ. Серия «Фундаментальные и прикладные проблемы техники и технологии», 2009, № 2. – С. 39-43.
- 59 Коробко, В.И. Статический метод оценки жесткости горизонтального шва двухслойных составных балок [Текст] / В.И. Коробко, О.В. Бояркина // Известия ОрелГТУ. Фундаментальные и прикладные проблемы техники и технологии. – 2008. – № 4. – С. 40-44.
- 60 Коробко, В.И. Интегральная оценка дефектности строительных конструкций балочного типа динамическими методами [Текст] / В.И. Коробко, М.О. Калашников, О.В. Бояркина // Строительная механика и расчёт сооружений. – 2009. – № 1. – С. 44-49.
- 61 Коробко, В.И. Интегральная оценка дефектности строительных конструкций балочного типа динамическими методами [Текст] / В.И. Коробко, М.О. Калашников, О.В. Калашникова // Строительная механика и расчёт сооружений. – 2009. – № 1. – С. 44-49.
- 62 Крылов, Н.А. Радиотехнические методы контроля качества железобетона [Текст] / Н.А. Крылов, В.А. Калашников, А.М. Полищук – Л.: Стройиздат, 1966. – С. 332-340.
- 63 Крылов, Н.А. Испытание конструкций сооружений [Текст] / Н.А. Крылов, К.А. Глуховской. – Л.: Стройиздат, 1970. – 273 с.
- 64 Кулешова, А.Н. Продольно-поперечные колебания составного стержня: дисс. ... кандидата технических наук. – Волгоград, 2009. – 157 с.
- 65 Куршин, Л.М. Обзор работ по расчету трехслойных пластин и оболочек [Текст] / Л.М. Куршин // Расчет пространственных конструкций. – М.: Стройиздат. – Вып. VII, 1961.
- 66 Лабозин, Л.Е. Расчет многопустотных и ребристых плит с учетом деформаций сдвига [Текст] Л.Е. Лабозин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1962. – № 2. – С. 5-10.

67 Лабозин, Л.Е. Расчет составных пластин из неоднородных материалов [Текст] Л.Е. Лабозин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1981. – № 6. – С. 35-38.

68 Лифанов, Н.С. Метрология, средства и методы контроля качества в строительстве: Справочное пособие [Текст] / Н.С. Лифанов, Н.Г. Шерстюков Н. Г. – М.: Стройиздат, 1979. – 223 с.

69 Лужин, О.В. Обследование и испытание сооружений [Текст] / О.В. Лужин, А.Б. Злочевский. – М.: Стройиздат, 1987. – 264 с.

70 Максименкова, Л.А. Соединения фанерных и деревянных конструкций на гвоздях и стальных цилиндрических нагелях: дисс. ... кандидата технических наук. – Новосибирск, 1997. – 214 с.

71 Максимов, А.С. Измерения вибраций сооружений: Справочное пособие [Текст] / А.С. Максимов, И.С. Шейтин. – Л.: Стройиздат, 1974. – 255 с.

72 Милейковский, И.Е. Расчёт составных стержней методами строительной механики оболочек [Текст] / И.Е. Милейковский // Экспериментальные и теоретические исследования тонкостенных пространственных конструкций. – М.: ЦНИПС, 1952. – С. 131-167.

73 Новгородский, М.А. Испытание материалов, изделий и конструкций [Текст] / М.А. Новгородский. – М.: Высшая школа, 1971. – 326 с.

74 Панченко, Л.А. Исследование деформирования составных железобетонных панелей-оболочек с податливыми связями сдвига: автореферат дис. ... кандидата технических наук. – Белгород, 2000, 240 с.

75 Панышин, Л.Л. Продольный изгиб несущих конструкций многоэтажных зданий [Текст] / Л.Л. Панышин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1973. – № 1. – С. 30-34.

76 Патент № 2306547, МПК7 G01N 3/20, G01N 3/32. Способ определения изгибной жесткости укрупнительного стыка однопролетных составных балок постоянного сечения (варианты) [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Турков, П.А. Гвозков, О.В. Бояркина; заявлен 28.03.2006; опубл. 20.09.2007, Бюл. № 26. – 8 с.

77 Патент № 2308699. МПК⁷ G01N 3/32. Способ определения максимального прогиба однопролетных составных деревянных балок с укрупнительными стыками» [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Турков, П.А. Гвозков, О.В. Бояркина; заявлен 28.03.2006; опубл. 20.10.2007, Бюл. № 29. – 6 с.

78 Патент № 2406075 РФ, МПК⁷ G01N 3/32. Способ определения жесткости горизонтального шва в двухслойных конструкциях балочного [Текст] / В.И. Коробко, Р.В. Алдушкин, О.В. Бояркина; заявлен 11.08.2009; опубл. 10.12.2010, Бюл. № 34. – 10 с.

79 Патент № 2408864 РФ, МПК⁷ G01N 3/32. Способ определения жесткости горизонтального шва в двухслойных конструкциях балочного типа [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Коробко, О.В. Бояркина; заявлен 21.01.2009; опубл. 10.01.2011, Бюл. № 1. – 8 с.

80 Патент № 2436062 РФ, МПК⁷ G01N 3/20, G01N 3/32, F16B 13/00. Способ определения оптимального количества нагелей в составных деревянных балках (варианты) [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Коробко, О.В. Бояркина; заявлен 21.12.2009; опубл. 10.12.2010, Бюл. № 34. – 7 с.

81 Писчиков, В.Г. Продольный изгиб деревянных составных стержней [Текст] / В.Г. Писчиков // Проект и стандарт. – 1935. – № 2.

82 Писчиков, В.Г. Продольный изгиб деревянных составных стержней [Текст] / В.Г. Писчиков. // Проект и стандарт. – 1935. - № 6.

83 Плешков, П.Ф. Теория расчета деревянных составных стержней [Текст] / П.Ф. Плешков. – Л.: Стройиздат, 1952. – 193 с.

84 Подольский, Д.М. Метод расчета пространственных стержневых систем с податливыми связями [Текст] / Д.М. Подольский // Прикладная механика. – Т. III. – Вып. 12. – 1967.

85 Подольский, Д.М. Расчет объемных элементов жесткости зданий повышенной этажности [Текст] / Д.М. Подольский // Строительная механика и расчет сооружений. – 1968. – № 1. – С. 5-8.

86 Подольский, Д.М. Некоторые пространственные задачи расчета несущих систем многоэтажных зданий [Текст] / Д.М. Подольский // Строительная механика и расчет сооружений. – 1971. – № 5. – С. 57-62.

87 Подольский, Д.М. Пространственный расчет зданий повышенной этажности [Текст] / Д.М. Подольский. – М.: Стройиздат, 1975. – 158 с.

88 Попов, К.Н. Физико-механические испытания строительных материалов [Текст]. К.Н. Попов, И.К. Шмурнов. - М.: Высшая, школа, 1984. – С. 134-143.

89 Почтовик, Г.Я. Методы и средства испытания строительных конструкций [Текст] / Г.Я. Почтовик, А.Б. Злочевский, А.И. Яковлев. – М.: Высшая школа, 1973. – 160 с.

90 Пшеничкин, А.П. К расчету крупнопанельных зданий как составных стержней с учетом фактора времени [Текст] / А.П. Пшеничкин, Б.А. Гарагаш // Надежность и долговечность строительных конструкций. – Волгоград: Волгоградский политехнический институт, 1976. - . 43- 53.

91 Рапопорт, Ю.М. Ультразвуковая дефектоскопия, строительных деталей и конструкций [Текст]. – Л.: Стройиздат, 1975. – С. 13-17.

92 Ржаницын, А.Р. Работа связей в составных стержнях [Текст] / А.Р. Ржаницын // Проект и стандарт. – 1938. - № 2. – С. 29-32.

93 Ржаницын, А.Р. Устойчивость составных стержней на упругоподатливых связях [Текст] / А.Р. Ржаницын // Исследования прочности и устойчивости деревянных стержней. – М.: Стройиздат, 1940. – С 140-179.

94 Ржаницын, А.Р. Теория составных стержней строительных конструкций [Текст] / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1948. – 192 с.

95 Ржаницын, А.Р. Расчет оболочки каркаса высотной части дворца культуры и науки в Варшаве на ветровую нагрузку [Текст] / А.Р. Ржаницын, И.Е. Милейковский. – Строительная промышленность. – 1954. - № 2. – С. 24-28.

96 Ржаницын, А.Р. Расчет составных стержней в состоянии предельного равновесия [Текст] / А.Р. Ржаницын // Строительная механика и расчет сооружений. – 1967. - № 5. – С. 27-30.

97 Ржаницын, А.Р. Расчет составных стержней из неупругого материала с неупругими свойствами сдвига [Текст] / А.Р. Ржаницын, В.М. Захаров // Строительная механика и расчет сооружений. – 1970. - № 1. – С. 16-18.

98 Ржаницын, А.Р. Расчет составных пластинок с абсолютно жесткими поперечными связями [Текст] / А.Р. Ржаницын // Исследования по теории сооружений. – Вып. XXII. – М.: Стройиздат, 1976. – 120-133.

99 Ржаницын, А.Р. Предельное равновесие составной двухслойной пластинки [Текст] / А.Р. Ржаницын // Строительная механика и расчет сооружений. – 1984. - № 4. – С. 17-19.

100 Ржаницын, А.Р. Составные стержни и пластинки [Текст] / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 314 с.

101 Сапожников, П.В. Деформативность и трещиностойкость контактной зоны многослойных бетонных и железобетонных конструкций: дисс. ... кандидата технических наук. – Орел, 2002. – 198 с.

102 Сафин, Д.Р. Малоцикловая выносливость нормальных сечений деревожелезобетонных изгибаемых элементов: дисс. ... кандидата технических наук. – Казань, 2004. – 207 с.

103 Седов, Л.И. Методы подобия и размерностей в механике [Текст] / Л.И. Седов. – М.: Наука, 1981. – 447 с.

104 Сехниашвили, Э.А. Интегральная оценка качества и надёжности предварительно напряжённых конструкций [Текст] / Э.А. Сехниашвили – М.: Наука, 1988. – 217 с.

105 Скворцов, А.Г. Сопротивление контактных швов железобетонных конструкций при действии сдвигающих сил: дисс. ... кандидата технических наук. – М., 2000. – 137 с.

106 Скобелева, Е.А. Деформирование преднапряженных железобетонных изгибаемых элементов составного сечения: дисс. ... кандидата технических наук. – Орел, 2008. – 208 с.

107 Слицкоухов, Ю.В. Конструкции из дерева и пластмасс [Текст] / Ю.В. Слицкоухов, В.Д. Буданов, М.М. Гаппоев, И.М. Гуськов, З.Б. Мухатова, Б.А. Освенский, В.С. Сарычев, Э.В. Филимонов; под ред. Г.Г. Карлсена и Ю.В. Слицкоухова. – М.: Стройиздат, 1986. – 543 с.

108 Слюсарев, Г.В. Развитие и применение неразрушающих методов и средств вибрационного контроля качества железобетонных конструкций [Текст] / Г.В. Слюсарев. Дисс. ... докт. техн. наук. – Т. 1. – Орел, Сев.-Кавк. ГТУ; ОрелГТУ, 2003. – 370 с.

109 СНиП II-25-80*. Деревянные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. – М.: Стройиздат, 1982. – 54 с.

110 Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений: Расчётно-теоретический [Текст] / Под редакцией А.А. Уманского. – М.: Госиздательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1960. – 1040 с.

111 Судаков, В.В. Контроль качества продукции заводов сборного железобетона вибрационным методом [Текст] / В.В. Судаков, В.Е. Гринберг. // Материалы научной конференции "Неразрушающие методы контроля, качества сборного железобетона". М.: МДНТП, 1971, Сб. I. – С. 62-65.

112 Сухарев, И.П. Экспериментальные методы исследования деформаций и прочности [Текст] / И.П. Сухарев. - М.: Машиностроение, 1987. – 212 с.

113 Тимошенко, С.П. Об устойчивости упругих систем [Текст] / С.П. Тимошенко // Изв. Киевского политехнического института, 1940. – Кн. 4. – С. 375-560.

114 Турков, А.В. Анализ работы составной балки при усилении строительных конструкций [Текст] / А.В. Турков, П.А. Гвозков // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ, 2007. – №1. – С. 26-28.

115 Турков, А.В. Взаимосвязь задач динамики и статики сплошных и составных деревянных конструкций: дисс. ... доктора технических наук. – Орел, 2008. – 386 с.

116 Турков, А.В. Экспериментальная оценка степени податливости укрупнительных стыков балок по результатам динамических исследований [Текст] / А.В. Турков, П.А. Гвозков, О.В. Бояркина // Известия вузов. Строительство, 2007, № 7. – С. 122-124.

117 Турков, А.В. Контроль жесткости составных деревянных балок с укрупнительными стыками [Текст] / А.В. Турков, В.И. Коробко, О.В. Бояркина // Контроль. Диагностика. – 2008. – № 1. – С. 59-63.

118 Хечумов, А.Р. Вариационный метод расчета составных стержней переменного сечения [Текст] / А.Р. Хечумов. – М.: МИСИ, 1962. – 28 с.

119 Хечумов, Р.А. Устойчивость составных стержней переменного сечения [Текст] / Р.А. Хечумов // Исследования по теории пластинок и оболочек. –

М.: МИСИ, 1965. – С. 106-113.

120 Хечумов, Р.А. Свободные колебания многослойных пластинок с абсолютно жесткими поперечными связями [Текст] / Р.А. Хечумов // Сб. трудов МИСИ им. В.В. Куйбышева и БТИСМ им. И.А. Гришманова. – Вып. 28. – М.: БТИСМ, 1978. – С. 94-98.

121 Хечумов, А.Р. Собственные колебания прямоугольных двухслойных пластин со смешанными краевыми условиями [Текст] / А.Р. Хечумов // Сб. трудов МИСИ им. В.В. Куйбышева и БТИСМ им. И.А. Гришманова. – Т. 8. – М.: БТИСМ, 1979. – С. 51-55.

122 Хечумов, А.Р. Собственные колебания двухслойных пластин со сложными очертаниями в плане [Текст] / А.Р. Хечумов // Сб. трудов МИСИ им. В.В. Куйбышева и БТИСМ им. И.А. Гришманова. – Т. 8. – М.: БТИСМ, 1979. – С. 56-58.

123 Хечумов, А.Р. Собственные колебания прямоугольных двухслойных пластин с ортотропным наполнителем [Текст] / А.Р. Хечумов // Сб. трудов МИСИ им. В.В. Куйбышева и БТИСМ им. И.А. Гришманова. – М.: БТИСМ, 1980. – С. 124-130.

124 Холопцев, В.В. Применение метода начальных параметров к расчету жесткости составных балок с упругоподатливыми связями сдвига [Текст] / В.В. Холопцев // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1964. - № 11.

125 Холопцев, В.В. Расчет составных многопролетных неразрезных балок [Текст] / В.В. Холопцев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1966. – № 3. – С. 26-29.

126 Чичкина, Л.С. Комплексные конструкции из древесины, усиленной армополимербетоном и листовыми полимерными материалами: дисс. ... кандидата технических наук. – М., 1984. – 155 с.

127 Шаповалов, Л.А. Моделирование в задачах механики элементов конструкций [Текст] / Л.А. Шаповалов. – М.: Машиностроение, 1990. – 287 с.

128 Шешукова, Н.В. Несущая способность и деформативность нагельных соединений деревянных конструкций при циклическом нагружении: Дисс. ... кандидата технических наук. – СПб., 2001. – 152 с.

129 Engesser, F. Zentrablatt der Bauverwaltung [Text] / F. Engesser, 1891. –

487 – p; 1907. – 609 p.

130 Gruning, L. Die Statik des eben Tragwerkes [Text] / L. Gruning. – Berlin, 1925.

131 Mises, R.V. Zeitschr. [Text] / R.V. Mises, J. Ratzerdorfer, // angewandte Mathem und Mechanik, / 1925. – P. 218-235.

132 Muller–Breslau, H. Neuere Methoden des Festigkeitslehre [Text] / H. Muller–Breslau. – Leipzig, 1923. – 415 p.

133 Lewicki, B. Budynki mieszkalne z prefabrykatow wielkowsy miarowych [Text] / B. Lewicki/ - Warszawa, 1964 – 602 p.

134 Arnovlievic, J. Zur Kraftverteilung ingenieten Staben [Text] / J. Arnovlievic/ // Osterr. Wochenschrift f. d/ offentlig Baudiensn. – Wien, 1908.

135 Rosman, R. Die statische Berechnung von Hochhauswandet mit Offnungsreihen [Text] / R Rosman // Bauingenieur–Praxis, H. 65; Wilh Ernst und Sohn, Berlin–Munchen, 1965. – 64 p.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Акты внедрения

Заявки на изобретения

УТВЕРЖДАЮ:

Первый проректор
ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК»

_____ В.В. Светкин

04 марта 2014 г.

СПРАВКА

о внедрении в учебный процесс результатов диссертационной работы
Калашниковой Ольги Владимировны

Результаты диссертационной работы О.В. Калашниковой «Определение жесткостных характеристик строительных конструкций балочного типа составного и цельного сечений» используются в Федеральном государственном образовательном учреждении высшего профессионального образования «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс» при чтении курсов лекций по дисциплине «Обследование и испытание зданий и сооружений» для студентов по специальностям «Промышленное и гражданское строительство» и «Городское строительство и хозяйство». Некоторые результаты были включены в научные отчеты по грантам, выполняемым сотрудниками университета в рамках двух Федеральных целевых и ведомственных программ Минобрнауки РФ: «Развитие научного потенциала высшей школы (2009-2011 годы)» по проекту № 2.1.2/10201 «Разработка теоретических основ и развитие вибрационных методов диагностики и контроля качества строительных конструкций балочного типа и пластинок»; «Научные и научно-педагогические кадры инновационной России» по проекту «Исследование энерго- ресурсоэффективных конструктивных систем с высоким уровнем конструктивной безопасности и живучести» (государственный контракт №02.740.11.0151).

Директор архитектурно-строительного института,

к.т.н., доцент

Е.А. Скобелева

УТВЕРЖДАЮ:

Генеральный директор
ДООО «Орловский завод ЖБИ»
ОАО «Орелагропромстрой»

_____ С.В. Сидоркин
12 марта 2014 г.

АКТ

об апробации вибрационного метода контроля жесткости
железобетонных балок в заводских условиях

На заводе ДООО «Орловский завод ЖБИ» ОАО «Орелагропромстрой» был апробирован вибрационный способ контроля жесткости железобетонных балок, разработанный в кандидатской диссертации О.В. Калашниковой «Определение жесткостных характеристик строительных конструкций балочного типа составного и цельного сечений»

Для этих целей в заводских условиях за счёт средств по гранту Минобрнауки РФ под техническим контролем службы ОТК завода были изготовлены две железобетонные балки в опалубке типовой перемычки 2ПБ-26-4 длиной 2,59 м, сечением $b \times h = 120 \times 140$ мм: Первая балка была изготовлена с классом бетона В22,5 и продольной рабочей арматурой – одним стержнем $d_s = 12$. Вторая балка изготовлена при тех же параметрах, но с уменьшенным на 5% водоцементным отношением и увеличенным временем вибрирования при укладке бетона в опалубку.

Балки испытывались сначала вибрационным способом в ненагруженном состоянии и затем статическим способом ступенчато возрастающей нагрузкой до разрушения. При проведении вибрационных испытаний контролировались основные частоты собственных поперечных колебаний; при проведении статических испытаний контролировалась величина максимального прогиба, момент образования первых поперечных трещин и момент разрушения.

В результате апробации предложенного вибрационного экспериментально-теоретического способа контроля жесткости железобетонных балок была отработана методика испытаний, и было показано, что для перемычек рассматриваемого типа этот способ дает погрешность, не превышающую 6%.

Предложенный экспериментально-теоретический вибрационный способ контроля жесткости железобетонных балок рекомендуется к более широкой апробации на предприятиях стройиндустрии для балок различного типа.

Главный инженер
Научный сотрудник
«Госуниверситета – УНПК»

А.С. Панфилов
А.А.Черняев

Способ определения максимального прогиба однопролетных составных деревянных балок с укрупнительными стыками

Изобретение относится к области строительства и предназначено для динамического контроля жесткости составных деревянных конструкций.

Известен способ определения максимального прогиба балок путем их статического испытания заданной нагрузкой [1, с. 163-168].

Этот способ определения максимального прогиба составных деревянных балок является весьма трудоемким, поскольку для каждого типа балок и конструкции стыкового соединения требует проведение индивидуальных испытаний.

Известен также способ определения перемещения элемента конструкции под нагрузкой по основной (или первой резонансной) частоте их поперечных колебаний [2], принятый в качестве прототипа, который заключается в установке элемента на стенде, закреплении его концов соответственно условиям эксплуатации, возбуждении в элементе колебаний на основной (или первой резонансной) частоте, измерении этой частоты и аналитическом определении с ее помощью максимального прогиба с использованием закономерности о взаимосвязи «максимальный статический прогиб – основная частота колебаний» [3].

Недостаток этого способа заключается в том, что его нельзя применить к составным балкам с вертикальными стыками в пролете и с изгибной жесткостью стыков, отличной от изгибной жесткости балки постоянного сечения, так как указанная в [3, с. 346-349] закономерность распространяется на упругие балки только с постоянной изгибной жесткостью.

Задача, на решение которой направлено изобретение, состоит в распространении известного способа определения максимального прогиба балок постоянного сечения на деревянные составные балки с укрупнительными стыками, изгибная жесткость которых отличается от изгибной жесткости балки постоянного сечения.

Это достигается тем, что в способе определения максимального прогиба деревянной составной балки с укрупнительными стыками, заключающемся в закреплении балки на опорах испытательного стенда, возбуждении в ней поперечных колебаний на основной или первой резонансной частоте, измерении этой частоты и определении с ее помощью максимального прогиба балки от

действия равномерно распределенной нагрузки, изготавливают несколько балок одинакового сечения с постепенно уменьшающимся отношением изгибных жесткостей стыка и цельного сечения, для каждой из этих балок определяют резонансную частоту колебаний в ненагруженном состоянии и максимальный статический прогиб от равномерно распределенной нагрузки, строят эталонную зависимость «максимальный прогиб – основная или первая резонансная частота колебаний», а для определения максимального прогиба балки с неизвестной жесткостью стыка находят ее основную или первую резонансную частоту колебаний в ненагруженном состоянии и с помощью построенной эталонной зависимости вычисляют значение максимального прогиба.

Осуществление заявляемого способа поясняется чертежами. На фиг. 1 представлена схема вертикального укрупнительного стыка деревянной балки, включающая соединяемые части балки 1, металлические накладки 2, которые крепятся к отдельным частям балки 1 с помощью металлических нагелей 3.

На фиг. 2 представлен график изменения максимального прогиба составной балки в зависимости от резонансной частоты колебаний.

При выполнении укрупнительного стыка балки стремятся к тому, чтобы его изгибная жесткость была не ниже изгибной жесткости основного сечения. Однако это не всегда получается особенно в деревянных балках, поскольку стыковое соединение обладает существенной податливостью при ее нагружении, снижая основную (или первую резонансную) частоту колебаний и увеличивая максимальный прогиб под действием заданной нагрузки.

Для упругих балок постоянного сечения в строительной механике [3] известна закономерность о взаимосвязи максимального прогиба w_0 под действием равномерно распределенной нагрузки q с основной (или первой резонансной) частотой колебаний ω_0 , которая записывается в виде аналитической зависимости

$$w_0 \omega_0^2 = 1,273q/m, \quad (1)$$

где m – погонная масса балки. Для балок переменной жесткости эта закономерность нарушается. Однако функциональная связь между указанными физическими характеристиками сохраняется, поскольку увеличение максимального прогиба влечет за собой снижение основной частоты колебаний. Если такая зависимость будет известна, то с ее помощью по основной частоте колебаний

можно определить величину максимального прогиба балки, что в отличие от выполнения статического нагружения значительно проще. Поэтому для реализации предлагаемого способа определения максимального прогиба составных балок необходимо теоретически или экспериментально построить зависимость $w_0 - \omega_0$ в широком диапазоне изменения отношения изгибных жесткостей стыка и основного сечения балки $(EI)_c / (EI)_б$ (где E модуль упругости материала, I – момент инерции сечения).

Способ осуществляется следующим образом. Изготавливают несколько (8...10 штук) однотипных моделей деревянных балок из одной и той же древесины с укрупнительным стыком (или стыками), расположенными в заданных сечениях. Одну из балок выполняют без стыков, а остальные с уменьшающейся изгибной жесткостью стыка. Все балки испытывают динамическим и статическим методами. При динамических испытаниях определяют основную (или первую резонансную) частоту колебаний балок ω_0 в ненагруженном состоянии, а при статических испытаниях – величину максимального прогиба w_0 от действия равномерно распределенной нагрузки q . По полученным данным строят аналитическую зависимость $w_0 - \omega_0$.

Для контролируемой балки с неизвестной изгибной жесткостью стыка определяют основную или первую резонансную частоту колебаний и с помощью полученной аналитической зависимости определяют величину ее максимального прогиба.

Пример реализации способа.

Для шарнирно опертой по концам деревянной составной балки с поперечным сечением $b \cdot h = 50 \cdot 150$ мм, длиной 2,9 м и вертикальным стыком в середине пролета были теоретически с помощью метода конечных элементов вычислены значения ее максимального прогиба w_0 от действия равномерно распределенной нагрузки q и основной частоты колебаний в ненагруженном состоянии. При расчете балку разбивали на 55 конечных элементов. Изгибную жесткость элемента, расположенного в середине пролета, (жесткость стыка) варьировали в широких пределах от $140 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$, что соответствовало изгибной жесткости цельного сечения балки (балки без укрупнительного стыка), до $1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$.

Величина максимального прогиба составной балки определяли от нагрузки интенсивностью $q = 82,8 \text{ Н/м}$, а при определении основной частоты колебаний балки в узлы конечных элементов прикладывали сосредоточенные массы от собственного веса балки $m = 0,185 \text{ кг/м}$.

Модуль упругости древесины, принятый в теоретическом расчете, определялся экспериментально по образцам, взятым из древесины изготовленных балок, по ГОСТ 16483.9–73 и составил 12003 МПа.

Результаты теоретического расчета балки приведены в таблице 1 (колонки 4 и 5).

Таблица 1 – *Результаты теоретического расчета деревянных балок с переменной изгибной жесткостью вертикального укрупнительного стыка в середине пролета*

№№ п/п	Жесткость стыка (EI) _с , кНм ²	Отношение жесткостей, (EI) _с /(EI) _б	Круговая частота колебаний основного то- на ω_0 , с ⁻¹	Максимальный прогиб w_0 , мм	Максимальный прогиб w_0 , по (2), мм	Разница, %
1	2	3	4	5	6	8
1	140	1,000	241,7	0,54	0,542	0,37
2	100	0,714	239,8	0,55	0,552	0,36
3	80	0,571	238,1	0,56	0,562	0,36
4	60	0,429	235,5	0,58	0,576	0,69
5	40	0,286	230,5	0,60	0,605	0,83
6	20	0,143	217,3	0,69	0,692	0,29
7	10	0,071	196,4	0,87	0,866	0,46
8	8	0,057	187,9	0,96	0,954	0,63
9	6	0,043	176,0	1,10	1,100	0
10	4	0,029	157,6	1,40	1,393	0,50
11	2	0,014	124,8	2,27	2,274	0,18
12	1	0,007	94,5	4,03	4,030	0

По данным, приведенным в колонках 4 и 5, построен график изменения максимального прогиба балки в зависимости от резонансной частоты колебаний, который представлен на фиг. 2. Кроме того, по этим данным построена эмпирическая зависимость

$$w_0 = \left(\frac{0,0123\omega_0 - 5,153}{1 - 0,021\omega_0} \right), \text{ мм.} \quad (2)$$

Затем была изготовлена балка с указанными выше размерами. Для создания жесткого укрупнительного стыка использовались стальные полосы сечением 20·1 мм, крепление которых осуществлялось стальными нагелями 4 мм (фиг. 1). Для этой балки были экспериментально определены резонансная частота колебаний в ненагруженном состоянии ($\omega = 218,6 \text{ с}^{-1}$) и максимальный прогиб ($w_0 = 0,0071 \text{ м}$) от нагрузки $q = 82,8 \text{ Н/м}$.

При определении резонансной частоты колебаний балки поперечные колебания возбуждали электродвигателем постоянного тока с дисбалансом $\approx 15 \text{ г}$, скорость вращения вала двигателя регулировали при помощи блока питания. Частоту колебаний определяли при помощи электронного частотомера марки ЧЗ-63/1, а момент наступления резонанса контролировали осциллографом марки С1-65-А по максимальной амплитуде входного сигнала.

Статические испытания балки осуществлялись путем приложения равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $q = 82,8 \text{ Н/м}$.

Подставляя резонансную частоту колебаний в формулу (2), получим:

$$w_0 = \left(\frac{0,0123 \cdot 218,6 - 5,153}{1 - 0,021 \cdot 218,6} \right) = 0,68 \text{ мм,}$$

что отличается от результата, полученного экспериментально, на 4,22%.

Таким образом, технический результат (расширение технологических возможностей известного способа для контроля максимального прогиба деревянных составных балок с укрупнительными стыками) достигается за счет построения аналитической зависимости «максимальный прогиб – основная или первая резонансная частота колебаний» для балок с переменной изгибной жесткостью укрупнительного стыка.

Формула изобретения

Способ определения максимального прогиба деревянной составной балки с укрупнительными стыками, заключающийся в закреплении балки на опорах испытательного стенда, возбуждении в ней поперечных колебаний на основной или первой резонансной частоте, измерении этой частоты и определении с ее помощью максимального прогиба балки от действия равномерно распределенной нагрузки, *отличающийся* тем, что изготавливают несколько балок одинакового сечения с постепенно уменьшающимся отношением изгибных жесткостей стыка и цельного сечения, для каждой из этих балок определяют резонансную частоту колебаний в ненагруженном состоянии и максимальный статический прогиб от равномерно распределенной нагрузки, строят эталонную зависимость «максимальный прогиб – основная или первая резонансная частота колебаний», а для определения максимального прогиба балки с неизвестной жесткостью стыка находят ее основную или первую резонансную частоту колебаний в ненагруженном состоянии и с помощью построенной эталонной зависимости вычисляют значение максимального прогиба.

Источники информации, принятые во внимание при экспертизе.

1. Лужин О.В., Злочевский А.Б. и др. Обследование и испытание сооружений. – М.; Стройиздат, 1987. – 264 с.
2. А.с. № 1394110 Кл.⁴ G 01 N 19/04, СССР, 1988.
3. Коробко В.И. Изопериметрический метод в строительной механике: Теоретические основы изопериметрического метода. – М.: Изд-во АСВ, 1997. – 390 с.

Реферат

Способ определения максимального прогиба однопролетных составных деревянных балок с укрупнительными стыками

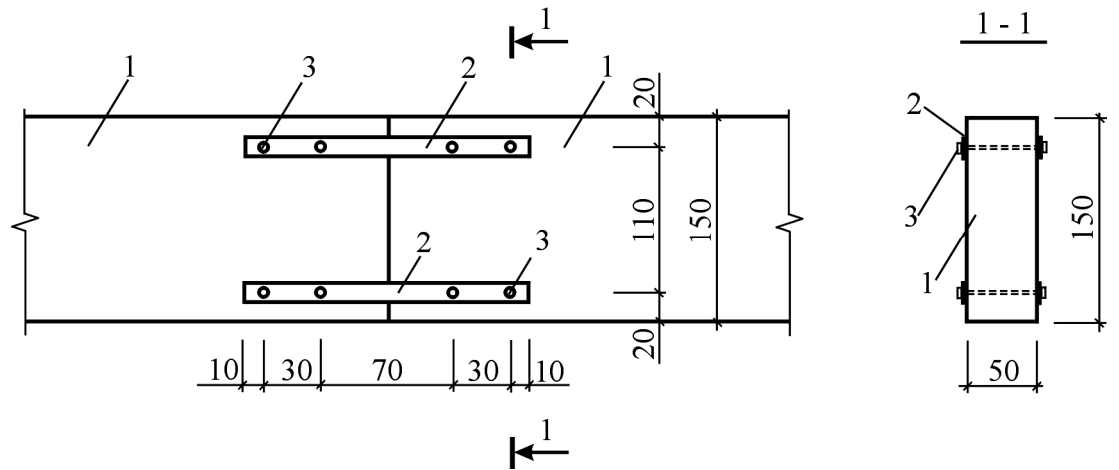
Изобретение относится к области строительства и предназначено для динамического контроля жесткости составных деревянных конструкций.

Задача, на решение которой направлено изобретение, состоит в распространении известного способа определения максимального прогиба балок постоянного сечения на деревянные составные балки с укрупнительными стыками, изгибная жесткость которых отличается от изгибной жесткости балки постоянного сечения.

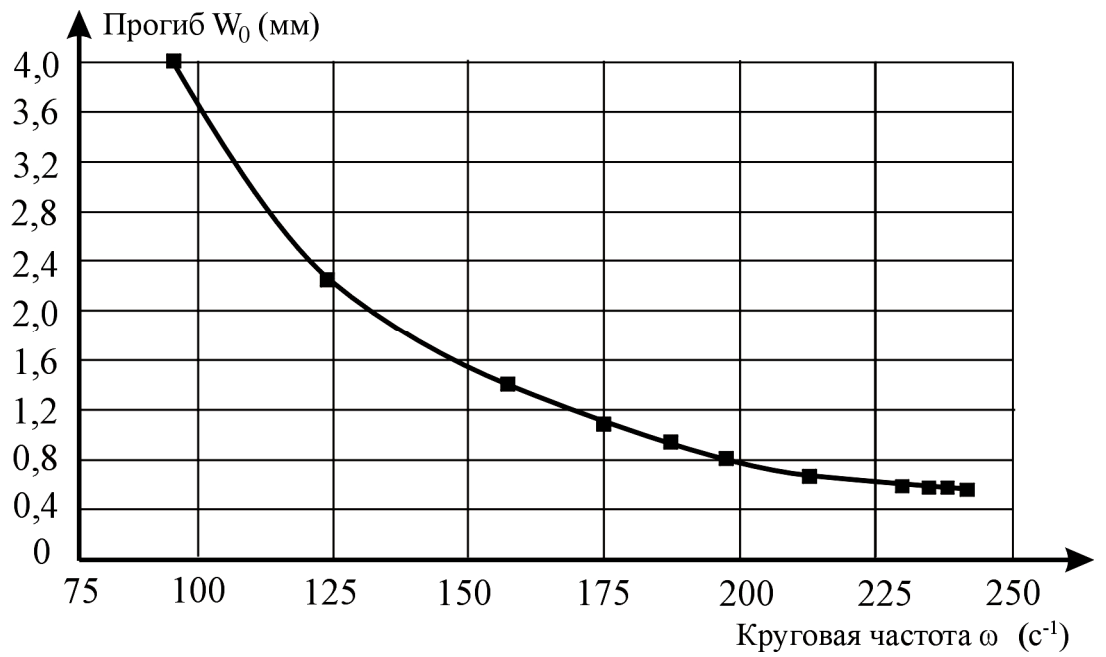
Указанный технический результат достигается тем, что в способе определения максимального прогиба деревянной составной балки с укрупнительными стыками, заключающемся в закреплении балки на опорах испытательного стенда, возбуждении в ней поперечных колебаний на основной или первой резонансной частоте, измерении этой частоты и определении с ее помощью максимального прогиба балки от действия равномерно распределенной нагрузки, изготавливают несколько балок одинакового сечения с постепенно уменьшающимся отношением изгибных жесткостей стыка и цельного сечения, для каждой из этих балок определяют резонансную частоту колебаний в ненагруженном состоянии и максимальный статический прогиб от равномерно распределенной нагрузки, строят эталонную зависимость «максимальный прогиб – основная или первая резонансная частота колебаний», а для определения максимального прогиба балки с неизвестной жесткостью стыка находят ее основную или первую резонансную частоту колебаний в ненагруженном состоянии и с помощью построенной эталонной зависимости вычисляют значение максимального прогиба.

Таким образом, технический результат (расширение технологических возможностей известного способа для контроля максимального прогиба деревянных составных балок с укрупнительными стыками) достигается за счет построения аналитической зависимости «максимальный прогиб – основная (или первая резонансная) частота колебаний» для балок с переменной изгибной жесткостью укрупнительного стыка.

Способ определения жесткости однопролетных составных деревянных балок с укрупнительными стыками



Фиг. 1



Фиг. 2

**Способ определения изгибной жесткости укрупнительного стыка
однопролетных составных балок постоянного сечения
(варианты)**

Изобретение относится к области строительства и предназначено для определения изгибной жесткости укрупнительных стыков составных деревянных конструкций балочного типа.

Известен способ определения изгибной жесткости балки EI постоянного сечения по результатам ее пробного статического нагружения, который вытекает из расчетной формулы для определения максимального прогиба балок w_0 , находящихся под действием равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q [1, с. 374, 387]:

$$w_0 = \alpha q \ell^4 / (EI); \quad EI = \alpha q \ell^4 / w_0, \quad (1)$$

где α – коэффициент пропорциональности, зависящий от условий закрепления концов балки; ℓ – пролет балки; E – модуль упругости материала; I – момент инерции сечения. Этот способ, принятый в качестве прототипа, заключается в закреплении концов балки на стенде или в сооружении, нагружении ее определенной нагрузкой q , измерении величины максимального прогиба и определении изгибной жесткости балки по второй формуле из выражений (1).

Этот способ не позволяет найти величину изгибной жесткости укрупнительного стыка в однопролетной балке, поскольку он дает некоторую усредненную величину изгибной жесткости всей балки с учетом ослабления ее сечения в укрупнительном стыке (стыках).

Известен способ определения изгибной жесткости балок по основной (или первой резонансной) частоте их изгибных колебаний [1, с. 936-937, 942], который вытекает из расчетной формулы для определения основной частоты колебаний балок ω :

$$\omega_0 = \beta^2 \sqrt{EI/m} / \ell^2; \quad EI = \omega_0^2 m \ell^2 / \beta^2, \quad (2)$$

где β^2 – коэффициент пропорциональности (собственное значение дифференциального уравнения колебаний балок), зависящий от условий закрепления концов балки; m – погонная масса балки. Этот способ, принятый также в качестве

прототипа по второму варианту, заключается в закреплении концов балки на стенде или в сооружении, возбуждении в ней свободных колебаний (или вынужденных на первой резонансной частоте), измерении этой частоты колебаний и определении изгибной жесткости балки по второй формуле из выражений (2).

Этот способ менее трудоемкий, чем первый, но он также не позволяет найти величину изгибной жесткости укрупнительного стыка в однопролетной балке, поскольку, как и первый прототип, дает некоторую усредненную величину изгибной жесткости всей балки с учетом ослабления ее сечения в укрупнительном стыке (стыках).

Задача, на решение которой направлено изобретение, состоит в распространении известного способа определения изгибной жесткости балки постоянного сечения для определения изгибной жесткости укрупнительного стыка (стыков) для балочных конструкций с неопределенными граничными условиями и неизвестной изгибной жесткостью основного сечения.

Это достигается тем, что в способе определения изгибной жесткости укрупнительного стыка однопролетной составной балки постоянного сечения, заключающемся в закреплении балки на опорах испытательного стенда или непосредственно в сооружении, нагружении ее некоторой равномерно распределенной нагрузкой, измерении максимального прогиба балки и аналитическом определении жесткости, изготавливают 8..10 балок одинакового сечения с постепенно уменьшающимся отношением изгибных жесткостей стыка и цельного сечения, для каждой из этих балок определяют максимальный прогиб от действия равномерно распределенной нагрузки и строят графически или аналитически эталонную зависимость «максимальный прогиб – отношение изгибных жесткостей стыка и цельного сечения балки», а изгибную жесткость укрупнительного стыка контролируемой балки находят с помощью этой зависимости.

Такого же результата можно достичь, если в способе определения изгибной жесткости укрупнительного стыка однопролетных составных балок постоянного сечения, заключающемся в закреплении балки на опорах испытательного стенда или непосредственно в сооружении, возбуждении в ней свободных поперечных колебаний в ненагруженном состоянии на основной частоте или вынужденных колебаний на первой резонансной частоте, измерении этой час-

тоты колебаний и аналитическом определении жесткости, изготавливают 8...10 балок одинакового сечения с постепенно уменьшающимся отношением изгибных жесткостей стыка и цельного сечения, для каждой из этих балок определяют основную или резонансную частоту колебаний в ненагруженном состоянии и строят графически и аналитически эталонную зависимость «основная или первая резонансная частота колебаний – отношение изгибных жесткостей стыка и цельного сечения балки», а изгибную жесткость укрупнительного стыка контролируемой балки находят с помощью этой зависимости.

Осуществление заявляемых способов поясняется чертежами. На фиг. 1 представлена схема вертикального укрупнительного стыка деревянной балки, включающая соединяемые части балки 1, металлические накладки 2, которые крепятся к отдельным частям балки 1 с помощью металлических нагелей 3.

На фиг. 2 представлены графики изменения максимального прогиба (вогнутая кривая) и основной частоты колебаний (выпуклая кривая) балки в зависимости от отношения изгибных жесткостей стыка и цельного сечения балки $k = (EI)_c / (EI)_б$.

При выполнении укрупнительного стыка балки стремятся к тому, чтобы его изгибная жесткость была не ниже изгибной жесткости основного сечения. Однако это не всегда получается особенно в деревянных балках, поскольку стыковое соединение обладает некоторой податливостью при ее нагружении, увеличивая максимальный прогиб балки под действием заданной нагрузки и снижая основную (или первую резонансную) частоту колебаний (см. формулы (1) и (2)). Прямых аналитических зависимостей, связывающих максимальный прогиб и основную частоту колебаний с изгибной жесткостью стыкового соединения, в учебной и научной литературе нет.

Изгибную жесткость стыкового соединения можно определить экспериментально-теоретическим путем. При этом величину максимального прогиба от действия некоторой равномерно распределенной нагрузки находят экспериментально, а по этой величине, зная изгибную жесткость основного сечения балки и ее граничные условия, с помощью метода конечных элементов, используя способ последовательных итераций, можно определить изгибную жесткость укрупнительного стыка. При этом длину конечного элемента следует прини-

мать равной длине укрупнительного стыка балки или кратной ей.

Аналогично, изгибную жесткость укрупнительного стыка можно определить по экспериментально найденной основной (или первой резонансной) частоте колебаний.

Этот способ обладает рядом недостатков: он является достаточно трудоемким; требует знания величины изгибной жесткости основного сечения балки и ее действительных граничных условий. Два последних недостатка весьма существенны, поскольку для конструкций, стоящих непосредственно в сооружении, указать действительные граничные условия и действительную изгибную жесткость основного сечения балки бывает вообще невозможно.

Как показали эксперименты, и максимальный прогиб, и основная частота колебаний составных балок функционально зависят от изгибной жесткости стыка, или от отношения изгибных жесткостей стыка $(EI)_c$ и основного сечения балки $(EI)_б$. Поэтому, построив на основании испытаний эталонных балок аналитические зависимости «максимальный прогиб – отношение $(EI)_c/(EI)_б$ », можно по величине максимального прогиба конкретной балки с неопределенными граничными условиями, стоящей в сооружении, найти изгибную жесткость укрупнительного стыка.

Аналогично, это можно осуществить и по основной (или первой резонансной) частоте колебаний, если построить на основании испытания эталонных балок аналитическую зависимость «основная (или первая резонансная) частота колебаний – $(EI)_c/(EI)_б$ ».

Поэтому для реализации предлагаемого способа определения изгибной жесткости укрупнительного стыка составных балок необходимо экспериментально построить зависимости $w_0 - (EI)_c/(EI)_б$ и $\omega_0 - (EI)_c/(EI)_б$ в широком диапазоне изменения отношения изгибных жесткостей стыка и основного сечения балки.

Способ осуществляется следующим образом. Изготавливают несколько (8...10 штук) однотипных моделей деревянных балок из одной и той же древесины с укрупнительным стыком (или стыками), расположенными в заданных сечениях. Одну из балок выполняют без стыков, а остальные с уменьшающейся

изгибной жесткостью стыка. Все балки испытывают динамическим и статическим методами. При динамических испытаниях определяют основную (или первую резонансную) частоту колебаний балок в ненагруженном состоянии, а при статических испытаниях – величину максимального прогиба от действия равномерно распределенной нагрузки q . По полученным данным строят аналитические зависимости $w_0 - (EI)_c / (EI)_б$ и $\omega_0 - (EI)_c / (EI)_б$.

Для контролируемой балки с неизвестной изгибной жесткостью стыка определяют основную (или первую резонансную) частоту колебаний в ненагруженном состоянии, а затем максимальный прогиб под действием той же нагрузки, что и при испытании эталонных балок, и по этим физическим характеристикам определяют величину отношения $(EI)_c / (EI)_б$, а по нему – изгибную жесткость стыка.

Пример реализации способа

Для шарнирно опертой по концам деревянной составной балки с поперечным сечением в виде прямоугольника $b \cdot h = 50 \cdot 150$ мм, длиной 2,9 м и вертикальным стыком в середине пролета были теоретически с помощью метода конечных элементов вычислены значения ее максимального прогиба w_0 от действия равномерно распределенной нагрузки q и основной частоты колебаний в ненагруженном состоянии ω_0 . При расчете балка разбивалась на 55 конечных элементов. Изгибная жесткость элемента, расположенного в середине пролета, (жесткость стыка) варьировалась в широких пределах от $140 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$, что соответствовало изгибной жесткости цельного сечения балки (балке без укрупнительного стыка), до $1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$.

Величина максимального прогиба составной балки определялась от нагрузки интенсивностью $q = 82,8 \text{ Н/м}$, а при определении основной частоты колебаний балки в узлы конечных элементов прикладывались сосредоточенные массы от собственного веса балки $m = 0,185 \text{ кг/м}$.

Модуль упругости древесины, принятый в теоретическом расчете, определялся экспериментально по образцам, взятым из древесины изготовленных балок, по ГОСТ 16483.9–73 и составил 12003 МПа.

Результаты расчета балки приведены в таблице 1 (колонки 4 и 5).

Таблица 1 – Результаты теоретического расчета деревянных балок с переменной изгибной жесткостью вертикального укрупнительного стыка в середине пролета

№№ п/п	Жесткость стыка (EI) _с , кНм ²	Отношение жесткостей, k=(EI) _с /(EI) _б	Круговая частота колебаний основного тона ω ₀ , с ⁻¹	Максимальный прогиб w ₀ , мм	k по (3) кНм ²	Разница, %	k по (4) кНм ²	Разница, %
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	140	1,000	241,7	0,544	0,999	0,10	1,00	0,00
2	100	0,714	239,8	0,554	0,716	0,28	0,717	0,42
3	80	0,571	238,1	0,563	0,571	0	0,569	0,35
4	60	0,429	235,5	0,578	0,426	0,70	0,429	0,00
5	40	0,286	230,5	0,607	0,286	0	0,287	0,35
6	20	0,143	217,3	0,695	0,143	0	0,144	0,49
7	10	0,071	196,4	0,871	0,072	1,41	0,72	1,41
8	8	0,057	187,9	0,958	0,058	1,75	0,057	1,75
9	6	0,043	176,0	1,105	0,043	0	0,043	0,00
10	4	0,029	157,6	1,398	0,029	0	0,029	0,00
11	2	0,014	124,8	2,277	0,014	0	0,014	0,00
12	1	0,007	94,5	4,035	0,007	0	0,007	0,00

По данным, приведенным в колонках 3, 4 и 5, построены графики изменения максимального прогиба балки и основной частоты колебаний в зависимости от отношения изгибных жесткостей стыка и сечения балки, которые графически представлены на фиг. 2. По этим же данным построены зависимости

$$k = \left(\frac{1}{39,537w_0 - 20,506} \right), \text{ кН} \cdot \text{м}^2; \quad (3)$$

$$k = \left(\frac{-0,003 + 7,242 \cdot 10^{-5} \omega_0}{1 - 0,00524\omega_0 + 4,81 \cdot 10^{-6} \omega_0^2} \right), \text{ кН} \cdot \text{м}^2, \quad (4)$$

с помощью которых можно по величине максимального прогиба или по основной (или первой резонансной) частоте колебаний определять изгибную жесткость укрупнительного стыка.

В колонке 6 таблицы 1 приведены значения отношения $k = (EI)_с / (EI)_б$, полученные по формуле (3), а в колонке 8 – по формуле (4). Как видно из этих данных, найденные значения коэффициента k с хорошей точностью описывают действительные значения этого коэффициента (см. колонки 7 и 9).

Затем была изготовлена балка с указанными выше размерами. Для создания жесткого укрупнительного стыка использовались стальные полосы сечением 20·1 мм, крепление которых осуществлялось стальными нагелями 3 диаметром 4 мм (фиг. 1). Для этой балки были экспериментально определены резонансная частота колебаний в ненагруженном состоянии ($\omega_0 = 218,6 \text{ с}^{-1}$) и максимальный прогиб от нагрузки $q = 82,8 \text{ Н/м}$ ($w_0 = 0,0068 \text{ м}$).

При определении резонансной частоты колебаний балки поперечные колебания возбуждались электродвигателем постоянного тока с дисбалансом $\approx 15 \text{ г}$, скорость вращения вала двигателя регулировалась при помощи блока питания. Частота колебаний определялась при помощи электронного частотомера марки ЧЗ-63/1, а момент наступления резонанса контролировался осциллографом марки С1-65-А по максимальной амплитуде входного сигнала.

Подставляя величину максимального прогиба в формулу (3), получим:

$$k = \left(\frac{1}{39,537w_0 - 20,506} \right) = \frac{1}{39,537 \cdot 0,68 - 20,506} = 0,157 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Этому значению коэффициента k соответствует изгибная жесткость укрупнительного стыка $(EI)_c = 0,157 \cdot 140 = 21,95 \text{ кНм}^2$.

Подставляя резонансную частоту колебаний в формулу (4), получим:

$$k = \left(\frac{-0,003 + 7,242 \cdot 10^{-5} \omega_0}{1 - 0,00524\omega_0 + 4,81 \cdot 10^{-6} \omega_0^2} \right) = \\ = \frac{-0,003 + 7,242 \cdot 10^{-5} \cdot 218,6}{1 - 0,00524 \cdot 218,6 + 4,81 \cdot 10^{-6} \cdot 218,6^2} = 0,152 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Этому значению коэффициента k соответствует изгибная жесткость укрупнительного стыка $(EI)_c = 0,152 \cdot 140 = 21,28 \text{ кНм}^2$.

Из этих результатов видно, что изгибные жесткости укрупнительного стыка, полученные двумя предложенными способами, незначительно отличаются друг от друга.

Таким образом, технический результат (распространение известного способа определения изгибной жесткости балки постоянного сечения для определения изгибной жесткости укрупнительного стыка для балочных конструкций с неопределенными граничными условиями и неизвестной изгибной жесткостью основного сечения) достигается за счет построения аналитических зависимостей «максимальный прогиб – отношение изгибных жесткостей стыка и основного сечения балки» и «основная (или первая резонансная) частота колебаний – отношение изгибных жесткостей стыка и основного сечения балки».

Формула изобретения

1. Способ определения изгибной жесткости укрупнительного стыка однопролетной составной балки постоянного сечения, заключающийся в закреплении балки на опорах испытательного стенда или непосредственно в сооружении, нагружении ее некоторой равномерно распределенной нагрузкой, измерении максимального прогиба балки и аналитическом определении жесткости, *отличающийся* тем, что изготавливают 8...10 балок одинакового сечения с постепенно уменьшающимся отношением изгибных жесткостей стыка и цельного сечения, для каждой из этих балок определяют максимальный прогиб от действия равномерно распределенной нагрузки и строят графически или аналитически эталонную зависимость «максимальный прогиб – отношение изгибных жесткостей стыка и цельного сечения балки», а изгибную жесткость укрупнительного стыка контролируемой балки находят с помощью этой зависимости.

2. Способ определения изгибной жесткости укрупнительного стыка однопролетной составной балки постоянного сечения, заключающийся в закреплении балки на опорах испытательного стенда или непосредственно в сооружении, возбуждении в ней свободных поперечных колебаний в ненагруженном состоянии на основной частоте или вынужденных колебаний на первой резонансной частоте, измерении этой частоты колебаний и аналитическом определении жесткости, *отличающийся* тем, что изготавливают 8...10 балок одинакового сечения с постепенно уменьшающимся отношением изгибных жесткостей стыка и цельного сечения, для каждой из этих балок определяют основную или резонансную частоту колебаний в ненагруженном состоянии и строят графически и аналитически эталонную зависимость «основная или первая резонансная частота колебаний – отношение изгибных жесткостей стыка и цельного сечения балки», а изгибную жесткость укрупнительного стыка контролируемой балки находят с помощью этой зависимости.

Источники информации, принятые во внимание при экспертизе.

1. Справочник проектировщика: Расчетно-теоретический. – М.: Госстройиздат, 1961. – 1040 с.

Реферат

Способ определения изгибной жесткости укрупнительного стыка однопролетных составных балок постоянного сечения

Изобретение относится к области строительства и предназначено для динамического контроля жесткости составных деревянных конструкций.

Задача, на решение которой направлено изобретение, состоит в распространении известного способа определения изгибной жесткости балки постоянного сечения для определения изгибной жесткости укрупнительного стыка для балочных конструкций с неопределенными граничными условиями и неизвестной изгибной жесткостью основного сечения.

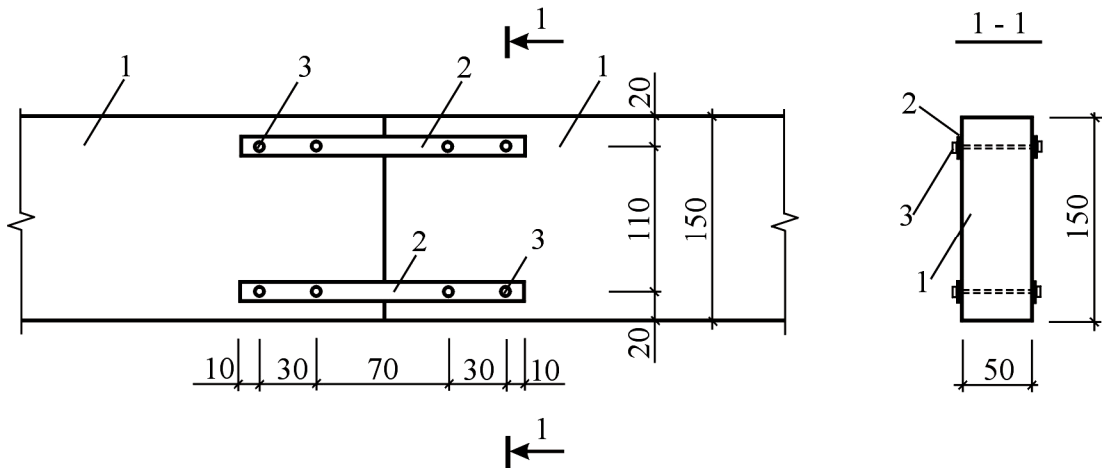
Указанный технический результат достигается тем, что в способе определения изгибной жесткости укрупнительного стыка однопролетных составных балок постоянного сечения, заключающемся в закреплении балки на опорах испытательного стенда или непосредственно в сооружении, нагружении ее некоторой равномерно распределенной нагрузкой, измерении максимального прогиба балки и аналитическом определении жесткости, изготавливают 8..10 балок одинакового сечения с постепенно уменьшающимся отношением изгибных жесткостей стыка и цельного сечения, для каждой из этих балок определяют максимальный прогиб от действия равномерно распределенной нагрузки и строят графически или аналитически эталонную зависимость «максимальный прогиб – отношение изгибных жесткостей стыка и цельного сечения балки», а изгибную жесткость укрупнительного стыка контролируемой балки находят с помощью этой зависимости.

Такого же результата можно достичь, если в способе определения изгибной жесткости укрупнительного стыка однопролетных составных балок постоянного сечения, заключающемся в закреплении балки на опорах испытательного стенда или непосредственно в сооружении, возбуждении в ней свободных поперечных колебаний в ненагруженном состоянии на основной частоте или вынужденных колебаний на первой резонансной частоте, измерении этой частоты колебаний и аналитическом определении жесткости, изготавливают 8..10

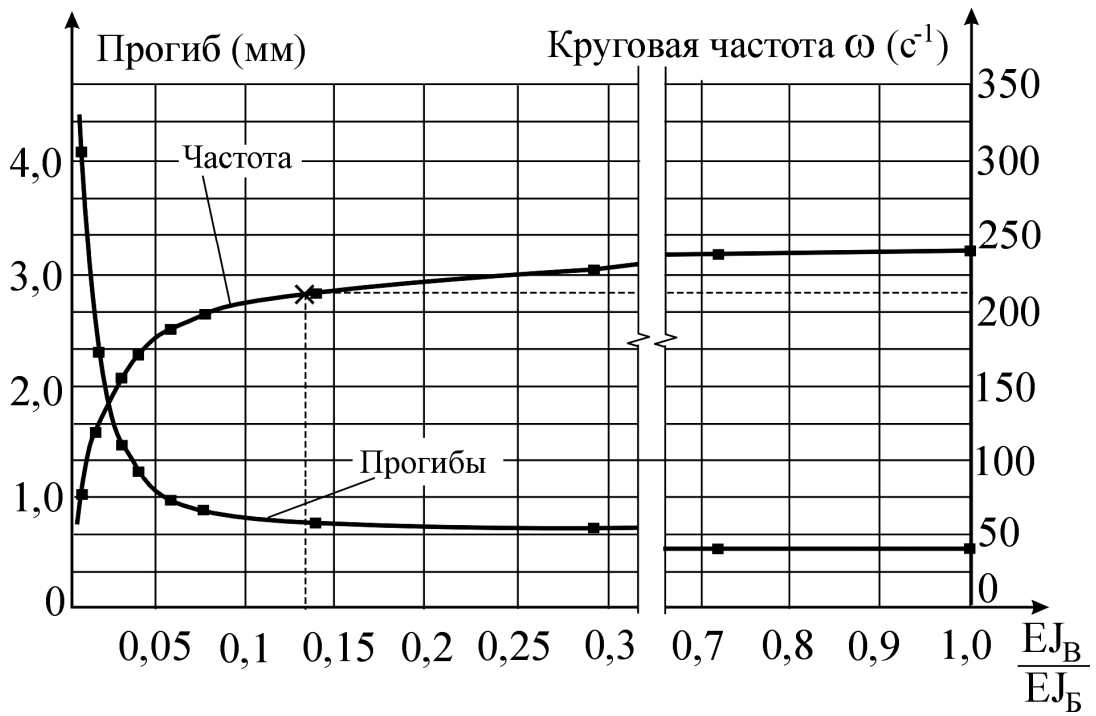
балок одинакового сечения с постепенно уменьшающимся отношением изгибных жесткостей стыка и цельного сечения, для каждой из этих балок определяют основную или резонансную частоту колебаний в ненагруженном состоянии и строят графически и аналитически эталонную зависимость «основная или первая резонансная частота колебаний – отношение изгибных жесткостей стыка и цельного сечения балки», а изгибную жесткость укрупнительного стыка контролируемой балки находят с помощью этой зависимости.

Технический результат (распространении известного способа определения изгибной жесткости балки постоянного сечения для определения изгибной жесткости укрупнительного стыка для балочных конструкций с неопределенными граничными условиями и неизвестной изгибной жесткостью основного сечения) достигается за счет построения аналитических зависимостей «максимальный прогиб – отношение изгибных жесткостей стыка и основного сечения балки» и «основная (или первая резонансная) частота колебаний».

**Способ определения изгибной жесткости укрупнительного стыка
однопролетных составных балок постоянного сечения**



Фиг. 1



Фиг. 2

Способ определения жесткости горизонтального шва в двухслойных конструкциях балочного типа

Изобретение относится к области строительства и предназначено для определения жесткости горизонтальных швов двухслойных конструкциях балочного типа.

Известен способ определения жесткости горизонтального шва ξ в двухслойных стержнях (или балках) составного сечения, который следует из выражения [1, с. 13]:

$$\xi = \frac{T_c \cdot n}{\Gamma}, \quad (1)$$

где T_c – сдвигающее усилие, приходящееся на одну связь; n – число связей на единицу длины шва; Γ – деформация взаимного сдвига смежных волокон двух соседних слоёв. При реализации этого способа фрагмент испытуемого стержня устанавливают на специальном стенде, закрепляют нижний слой неподвижно, а к верхнему слою, прикладывают сдвигающее усилие T , измеряют величину абсолютного сдвига Γ двух смежных волокон соседних слоёв и определяют коэффициент жесткости горизонтального шва по формуле (1).

Этот способ имеет недостаток, который заключается в том, что его невозможно применить к стержню (или балке), стоящему непосредственно в сооружении.

Задача, на решение которой направлено изобретение, состоит в расширении технологических возможностей способа для его применения к длинномерным конструкциям, в том числе стоящим в сооружении, а также на снижение трудоемкости реализации способа.

Это достигается тем, что в способе определения коэффициента жесткости горизонтального шва двухслойной конструкции балочного типа, заключающемся в установке и закреплении конструкции на стенде, нагружении её, измерении физических параметров, характеризующих деформированное состояние конструкции, и аналитическом вычислении коэффициента жесткости горизонтального шва, в шарнирно опертой по концам конструкции с помощью механического удара или внезапного снятия нагрузки возбуждают собственные поперечные колебания на основной частоте, или вынужденные колебания на первой

резонансной частоте и измеряют эти частоты колебаний.

Осуществление заявляемого способа поясняется чертежами. На фиг. 1 приведена расчетная схема двухслойной балки с шарнирными опорами, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой; на фиг. 2 представлены два типа регулярных решеток стальных ферм с параллельными поясами, которые используются в численном эксперименте; на фиг. 3 представлены две схемы моделей ферм, использованных в натурном эксперименте; на фиг. 4 приведена принципиальная схема динамических испытаний моделей ферм, включающая в себя опоры 1, испытываемую модель фермы 2, вибродатчик перемещений 3, виброанализатор «Вибран-2» 4, персональный компьютер 5.

Физическую сущность предлагаемого способа можно пояснить, используя теорию составных стержней, разработанную А.Р. Ржаницыным [1].

Расчёт двухслойных балок составного сечения на изгиб сводится к решению дифференциального уравнения упругой оси балки [1, с. 122]:

$$y^{IV} - \lambda^2 y'' = \frac{q}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i} + \frac{\lambda^2 M_0}{E_0 I_0}, \quad (2)$$

в котором

$$\lambda = \sqrt{\xi \gamma}; \quad (3)$$

$$\gamma = \sum_{i=1}^2 \frac{1}{E_i A_i} + \frac{c^2}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i}; \quad (4) \quad E_0 I_0 = \sum_{i=1}^2 E_i I_i + c^2 \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2}{\sum_{i=1}^2 E_i A_i}; \quad (5)$$

$$M_0 = \int_0^x \int_0^x q dx^2;$$

q – интенсивность равномерно распределенной нагрузки; E_i – модуль упругости материала слоёв; A_i , I_i – соответственно площадь поперечного сечения и момент инерции каждого слоя балки, c – расстояние между центрами тяжести слоёв составной балки; M_0 – изгибающий момент в рассматриваемом сечении балки. Далее индексы 1 и 2 относятся к физическим и геометрическим характеристикам первого и второго слоёв балки.

Рассмотрим двухслойную шарнирно опертую балку, нагруженную равномерно распределённой нагрузкой q , изображённую на фиг. 1. Ввиду геометрической и физической симметрии заданной системы начало координат выберем в середине пролёта (ℓ – половина пролёта балки). В этом случае дифференциальное уравнение (1) примет следующий вид [1, с. 125]:

$$y^{VI} - \lambda^2 y'' = \frac{\lambda^2 q}{2} \cdot \frac{\ell^2 - x^2}{E_0 I_0} + \frac{q}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i}. \quad (6)$$

Решением этого уравнения с учетом симметрии будет интеграл

$$y = C_1 \operatorname{ch} \lambda \ell + C_2 + \frac{q}{E_0 I_0} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{\ell^2 x^2}{4} + \frac{x^2}{2\lambda^2} \right) - \frac{qx^2}{2\lambda^2 \sum_{i=1}^2 E_i I_i}, \quad (7)$$

где C_1 и C_2 – постоянные интегрирования, которые находят, используя граничные условия на конце балки $y(\ell) = 0$ и $y''(\ell) = 0$:

$$C_1 = \frac{q}{\lambda^4 D \operatorname{ch} \lambda \ell}, \quad C_2 = -C_1 \operatorname{ch} \lambda \ell + \frac{5}{24} \frac{q \ell^4}{E_0 I_0} + \frac{q \ell^2}{2\lambda^2 D} = \frac{5q \ell^4}{24 E_0 I_0} + \frac{q}{D} \left(\frac{\ell^2}{2\lambda^2} - \frac{1}{\lambda^4} \right),$$

где
$$\frac{1}{D} = \frac{1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} - \frac{1}{E_0 I_0}. \quad (8)$$

С учетом этих постоянных выражение (7) преобразуется к виду

$$y = \frac{q}{\lambda^4 D} \left[\frac{\operatorname{ch} \lambda x}{\operatorname{ch} \lambda \ell} + \frac{\lambda^2}{2} (\ell^2 - x^2) - 1 \right] + \frac{q}{24 E_0 I_0} (5\ell^2 - x^2)(\ell^2 - x^2). \quad (9)$$

В середине пролета (при $x = 0$) будем иметь [1, с. 126]:

$$y_0 = y_{\max} = \frac{q}{\lambda^4 D} \left(\frac{1}{\operatorname{ch} \lambda \ell} + \frac{\lambda^2 \ell^2}{2} - 1 \right) + \frac{5q \ell^4}{24 E_0 I_0}. \quad (10)$$

С помощью зависимости (9), используя математический аппарат сопротивления материалов, можно найти все необходимые характеристики напряженно-деформированного состояния составной балки в любом её сечении, если известно значение параметра ξ , входящего в выражение (3).

В работе [2, стр. 137-140] была установлена фундаментальная закономерность в строительной механике

$$y_0 \omega^2 = 1,268 q/m, \quad (11)$$

где m – погонная масса балки, которая связывает в аналитической форме величину максимального прогиба упругой однопролётной балки y_0 от действия равномерно распределённой нагрузки q с её основной (круговой) частотой колебаний ω в ненагруженном состоянии. Вместо основной частоты колебаний можно использовать первую резонансную частоту колебаний конструкции в ненагруженном состоянии, поскольку для упругих конструкций эти частоты приблизительно равны [2, стр. 22-24].

Ценность закономерности (11) заключается в том, что произведение $y_0 \omega^2$

не зависит от вида граничных условий, физических свойств материала, геометрических характеристик сечения и длины балки. Единственным условием её применения является работа балки в упругом состоянии.

Используя выражения (10) и (11) можно записать:

$$\frac{1}{\lambda^4 D} \left(\frac{1}{\operatorname{ch} \lambda \ell} + \frac{\lambda^2 \ell^2}{2} - 1 \right) + \frac{5\ell^4}{24E_0 I_0} = \frac{1,268}{m\omega^2}. \quad (12)$$

Откуда

$$\frac{1}{\omega^2} = \frac{m}{1,268} \left[\frac{1}{\lambda^4 D} \left(\frac{1}{\operatorname{ch} \lambda \ell} + \frac{\lambda^2 \ell^2}{2} - 1 \right) + \frac{5\ell^4}{24E_0 I_0} \right] \quad (13)$$

или

$$\frac{1}{f^2} = 31,134m \left[\frac{1}{\lambda^4 D} \left(\frac{1}{\operatorname{ch} \lambda \ell} + \frac{\lambda^2 \ell^2}{2} - 1 \right) + \frac{5\ell^4}{24E_0 I_0} \right], \quad (14)$$

где $f = \omega/(2\pi)$ – техническая частота колебаний (Гц). Полученное трансцендентное уравнение связывает неизвестный параметр λ , в который входит коэффициент жесткости шва ξ , с основной (или первой резонансной) частотой колебаний составной балки f . Эту частоту в контролируемой конструкции можно определить экспериментально, возбуждая в ней соответствующие колебания. Используя способ итераций из выражения (14) можно вычислить значение параметра λ , а с помощью зависимости (2) – значение коэффициента жесткости горизонтального шва ξ .

Способ осуществляется следующим образом. Для заданной двухслойной конструкции балочного типа с известными физическими и геометрическими характеристиками каждого из её слоёв вычисляют физико-геометрические параметры, входящие в выражение (14): $E_0 I_0$ – по формуле (5), $1/D$ – по формуле (8) и γ – по формуле (4). В шарнирно опертой по концам конструкции, установленной на стенде или стоящей в сооружении, с помощью механического удара или внезапного снятия нагрузки возбуждают собственные поперечные колебания на основной частоте (или вынужденные колебания на первой резонансной частоте) и измеряют эту частоту колебаний f . Подставляя значение этой частоты в формулу (14), находят методом последовательных приближений значение параметра λ , а затем из выражения (3) – значение коэффициента жесткости горизонтального шва ξ .

Примеры реализации способа

Численный эксперимент. В качестве модели двухслойной составной шарнирно опертой балки можно использовать стальную шарнирно опертую по концам ферму с параллельными поясами и регулярной решёткой (фиг. 3). Поскольку для некоторых типов регулярной решетки таких ферм (см. фиг. 2) в учебной литературе [1, с. 18-21] приводятся точные формулы для подсчета коэффициента жёсткости решетки (что равносильно коэффициенту жёсткости шва в балке), а определение основной частоты колебаний фермы, нагруженной в ее узлах сосредоточенными массами от собственного веса фермы является элементарной задачей строительной механики, то для тестирования предлагаемого способа можно использовать численный эксперимент, выполнив аналитический расчёт указанных типов ферм.

Рассмотрим однопролётные шарнирно опертые по концам стальные фермы с параллельными поясами и регулярной решёткой (фиг. 2). Длина ферм $L = 2\ell = 12,0$ м, высота $c = 1,5$ м, длина панели B переменная от 0,5 до 2,0 м с шагом 0,5 м (по 4 фермы каждого типа); элементы верхнего и нижнего поясов выполнены из стальных труб 180×6 мм ($E_1 = E_2 = 2 \times 10^5$ МПа, $A_1 = A_2 = 16,68$ см², $I_1 = I_2 = 653,47$ см⁴), а элементы решётки – из труб 140×6 мм ($A_p = A_c = 12,91$ см², где A_p и A_c – площади поперечных сечений элементов решетки и стоек соответственно); погонные массы ферм $m_1 = 89,18$ кг/м, $m_2 = 60,04$ кг/м, $m_3 = 52,24$ кг/м, $m_4 = 48,03$ кг/м. Требуется определить коэффициент жёсткости решетки (коэффициент жесткости шва составной конструкции) с использованием предложенного способа.

Расчёт фермы для определения основной частоты колебаний выполнялся на ЭВМ с использованием программного комплекса «SCAD». Значения коэффициентов жесткости шва ξ подсчитывались путем последовательных приближений из уравнения (13) и по точным формулам А.Р. Ржаницына [1, с. 19-20]:

$$\text{– для решетки первого типа} \quad \xi = \frac{EA_p \cos^3 \alpha}{B^2}, \quad (15)$$

$$\text{– для решетки второго типа} \quad \xi = \frac{E}{B^2 \left(\frac{\cos^3 \alpha}{A_p} + \frac{\text{tg}^3 \alpha}{A_c} \right)} \quad (16)$$

Результаты расчёта и сопоставления коэффициентов ξ сведены в таблицу.

Таблица 1 – Определение коэффициента жёсткости решётки стальных ферм с параллельными поясами с помощью численного эксперимента

Тип решетки фермы	Длина панели В (м)	Основная частота колебаний, определённая расчетом с помощью «SCAD», с ⁻¹	Коэффициент ξ , подсчитанный по формуле (14), Па	Коэффициент ξ , подсчитанный по формулам (15) и (16), Па	Разница, (%)
1	2	3	4	5	6
1	0,5	123,15	$11,672 \times 10^7$	$11,543 \times 10^7$	1,11
	1,0	154,73	$11,790 \times 10^7$	$11,530 \times 10^7$	2,25
	1,5	165,32	$10,340 \times 10^7$	$10,610 \times 10^7$	2,54
	2,0	166,96	$8,144 \times 10^7$	$8,645 \times 10^7$	5,79
2	0,5	111,46	$4,594 \times 10^7$	$4,608 \times 10^7$	0,30
	1,0	146,48	$7,415 \times 10^7$	$7,314 \times 10^7$	1,38
	1,5	159,60	$7,744 \times 10^7$	$7,840 \times 10^7$	1,22
	2,0	162,99	$6,686 \times 10^7$	$7,109 \times 10^7$	5,95

Анализ приведённых в таблице результатов, позволяет сделать следующие выводы:

– с помощью предложенного способа можно с удовлетворительной точностью определять значение коэффициента жесткости регулярной решетки ферм с параллельными поясами (горизонтального шва составных балок);

– чем меньше длина панели В (чем чаще расположены поперечные связи в составной балке), тем выше точность предложенного способа; на этом основании предлагаемый способ рекомендуется использовать для ферм с углом $\alpha \geq 35,0^\circ$.

Пример натурального эксперимента. Для натурального эксперимента были изготовлены две модели стальных ферм, отличающихся конфигурацией решетки (фиг. 4): пролёт ферм $2\ell = 3,0$ м, высота $s = 0,5$ м; верхний и нижний пояса выполнены из спаренных уголков 25х4 мм по ГОСТ 8509-93 ($E_1 = E_2 = 2 \times 10^5$ МПа, $A_1 = A_2 = 3,72$ см², $I_1 = I_2 = 2,06$ см⁴), а элементы решетки – из арматурных стержней $\varnothing 8A-III$ по ГОСТ 5781-82 ($A_c = A_p = 0,322$ см²); погонная масса ферм $m_1 = m_2 = 7,09$ кг/м.

В процессе динамических испытаний свободные поперечные колебания в ферме возбуждались с помощью механического удара в её средней части, а частоту основного тона установившихся свободных колебаний определяли с помощью электронного прибора – виброанализатора «Вибран-2», вибродатчик от которого закреплялся также на верхнем поясе фермы в её средней части (фиг. 4). Результаты измерений частоты колебаний после их статистической обработ-

ки приведены в таблице 2 (колонка 2). В колонках 3 и 4 представлены результаты аналитических расчетов, а в колонке 5 – результаты сопоставления точных значений ξ со значениями, полученными с помощью предлагаемого способа.

Таблица 2 – Сопоставление произведения $W_0\omega^2$ для моделей ферм

Тип решетки фермы (фиг. 2)	Основная частота колебаний ω , Гц	Значения параметра ξ , Па		Разница, %
		по формулам (14) и (15)	по предложенному способу	
1	2	3	4	5
1	105,00	$1,622 \times 10^7$	$1,529 \times 10^7$	-5,73
2	90,50	$1,073 \times 10^7$	$1,017 \times 10^7$	-5,21

Полученные отклонения находятся в пределах 6%, что свидетельствует о работоспособности предлагаемого способа определения жёсткости горизонтального шва составной конструкции балочного типа.

Таким образом, в предложенном способе определения жёсткости горизонтального шва двухслойной конструкции балочного типа технический результат – расширение технологических возможностей способа для применения его к длинномерным конструкциям, в том числе, стоящим в сооружении, и снижение трудоемкости реализации способа достигается за счёт замены статического сдвигового нагружения фрагмента балки по шву возбуждением в шарнирно опёртой по концам балки собственных поперечных колебаний на основной частоте (или первой резонансной частоте) и измерении этой частоты.

Источники информации, принятые во внимание при экспертизе.

1. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.
2. Коробко В.И., Коробко А.В. Строительная механика: Динамика и устойчивость стержневых систем. – М.: Изд-во АСВ, 2008. – 400 с.

Формула изобретения

Способ определения коэффициента жесткости горизонтального шва двухслойной конструкции балочного типа, заключающийся в установке и закреплении конструкции на стенде, нагружении её, измерении физических параметров, характеризующих деформированное состояние конструкции, и аналитическом вычислении коэффициента жесткости горизонтального шва, *отличающийся* тем, что в шарнирно опертой по концам конструкции с помощью механического удара или внезапного снятия нагрузки возбуждают собственные поперечные колебания на основной частоте или вынужденные колебания на первой резонансной частоте f , измеряют соответствующую частоту, вычисляют значение параметра λ из уравнения

$$\frac{1}{f^2} = 31,134m \left[\frac{1}{\lambda^4 D} \left(\frac{1}{\operatorname{ch} \lambda \ell} + \frac{\lambda^2 \ell^2}{2} - 1 \right) + \frac{5\ell^4}{24E_0 I_0} \right],$$

где m – погонная масса балки, ℓ – пролет балки,

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} - \frac{1}{E_0 I_0}, \quad E_0 I_0 = \sum_{i=1}^2 E_i I_i + c^2 \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2}{\sum_{i=1}^2 E_i A_i},$$

где E_i – модуль упругости материала;

A_i, I_i – площадь поперечного сечения и момент инерции каждого слоя балки соответственно,

c – расстояние между центрами тяжести слоёв составной балки;

а по параметру λ вычисляют значение коэффициента жесткости горизонтального шва из выражения $\xi = \lambda^2 / \gamma$, где

$$\gamma = \sum_{i=1}^2 \frac{1}{E_i A_i} + \frac{c^2}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i}.$$

Реферат

Способ определения жесткости горизонтального шва в двухслойных конструкциях балочного типа

Изобретение относится к области строительства и предназначено для определения жесткости горизонтальных швов двухслойных конструкциях балочного типа.

Задача, на решение которой направлено изобретение, состоит в расширении технологических возможностей способа для его применения к длинномерным конструкциям, в том числе стоящим в сооружении.

Это достигается тем, что в способе определения коэффициента жесткости горизонтального шва двухслойной конструкции балочного типа, заключающемся в установке и закреплении конструкции на стенде, нагружении её, измерении физических параметров, характеризующих деформированное состояние конструкции, и аналитическом вычислении коэффициента жесткости горизонтального шва, в шарнирно опертой по концам конструкции с помощью механического удара или внезапного снятия нагрузки возбуждают собственные поперечные колебания на основной частоте, или вынужденные колебания на первой резонансной частоте, измеряют соответствующую частоту, вычисляют значение параметра λ из уравнения

$$\frac{1}{f^2} = 31,134m \left[\frac{1}{\lambda^4 D} \left(\frac{1}{\operatorname{ch}\lambda\ell} + \frac{\lambda^2 \ell^2}{2} - 1 \right) + \frac{5\ell^4}{24E_0 I_0} \right],$$

где m – погонная масса балки, ℓ – пролет балки,

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} - \frac{1}{E_0 I_0}, \quad E_0 I_0 = \sum_{i=1}^2 E_i I_i + c^2 \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2}{\sum_{i=1}^2 E_i A_i},$$

где E_i – модуль упругости материала; A_i , I_i – площадь поперечного сечения и момент инерции каждого слоя балки соответственно,

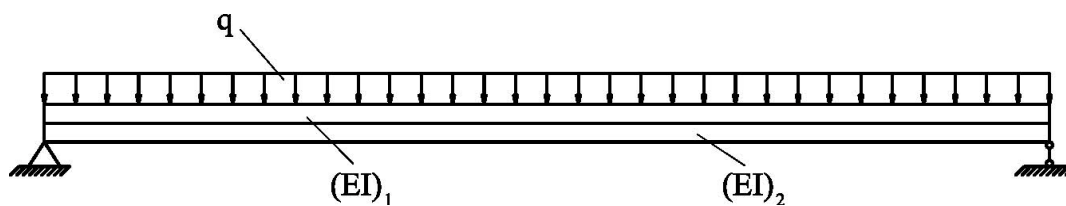
c – расстояние между центрами тяжести слоёв составной балки;

а по параметру λ вычисляют значение коэффициента жесткости горизонтального шва из выражения $\xi = \lambda^2 / \gamma$, где

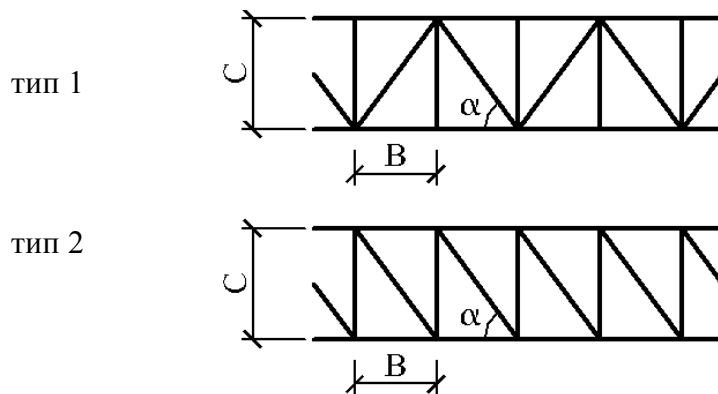
$$\gamma = \sum_{i=1}^2 \frac{1}{E_i A_i} + \frac{c^2}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i}.$$

Таким образом, в предложенном способе определения жёсткости горизонтального шва двухслойной конструкции балочного типа технический результат – расширение технологических возможностей способа для применения его к длинномерным конструкциям, в том числе, стоящим в сооружении, и снижение трудоемкости реализации способа достигается за счёт замены статического сдвигового нагружения фрагмента балки по шву возбуждением в шарнирно опёртой по концам балки собственных поперечных колебаний на основной частоте (или первой резонансной частоте) и измерении этой частоты.

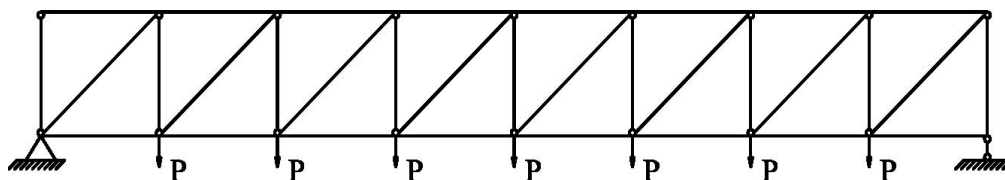
Способ определения жесткости горизонтального
шва в двухслойных конструкциях балочного типа



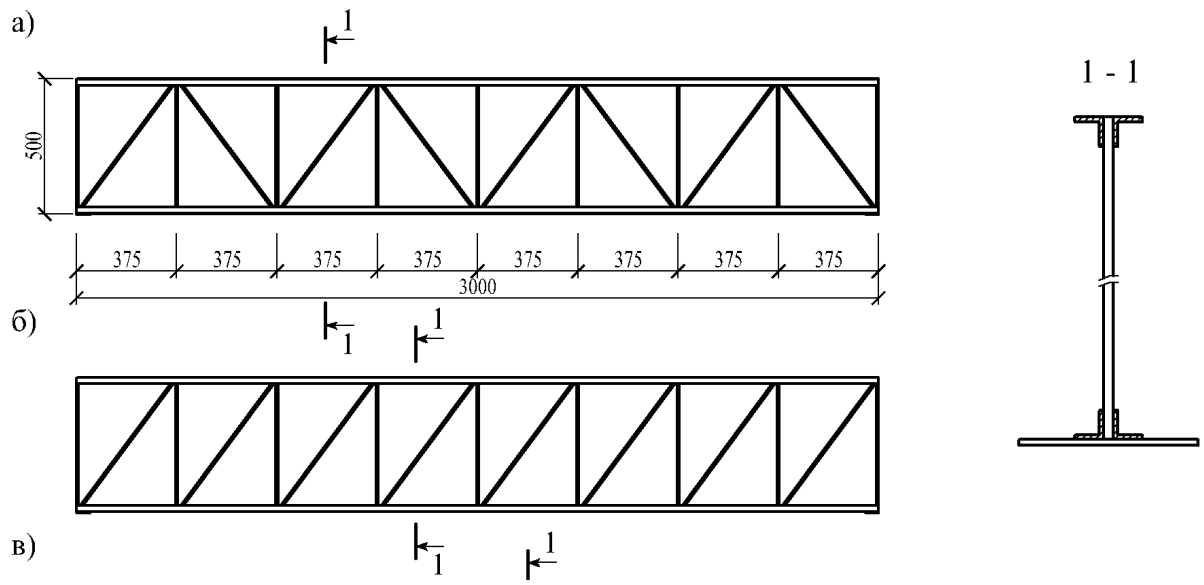
Фиг. 1



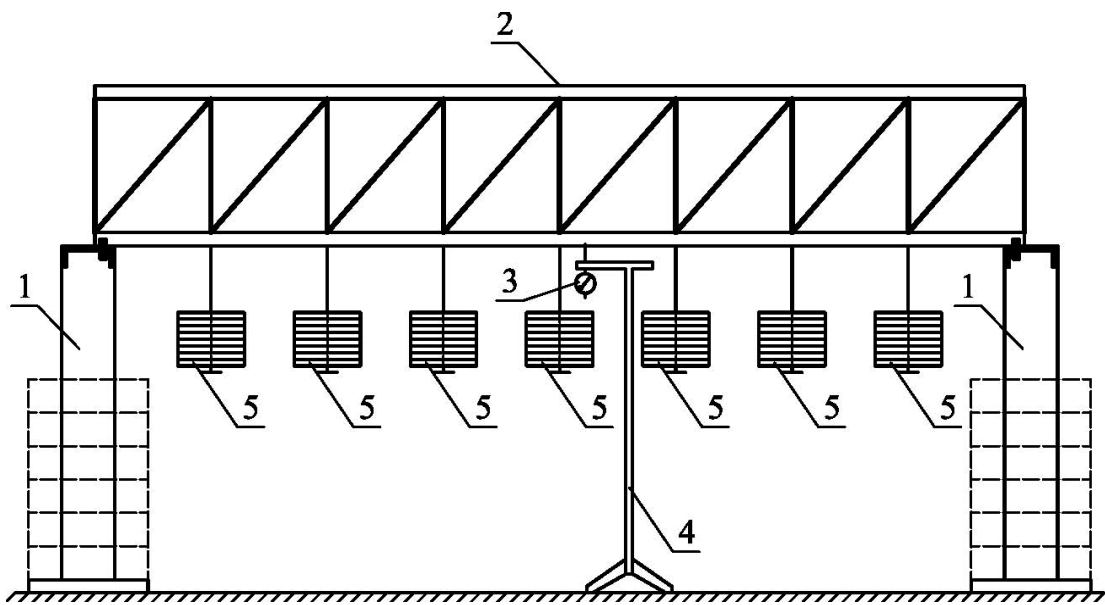
Фиг. 2



Фиг. 3



Фиг. 4



Фиг. 5

Способ определения жесткости горизонтального шва в двухслойных конструкциях балочного типа

Изобретение относится к области строительства и предназначено для определения жесткости горизонтальных швов двухслойных конструкциях балочного типа.

Известен способ определения жесткости горизонтального шва ξ в двухслойных стержнях (или балках) составного сечения, который следует из выражения [1, с. 13]:

$$\xi = \frac{T_c \cdot n}{\Gamma}, \quad (1)$$

где T_c – сдвигающее усилие, приходящееся на одну связь; n – число связей на единицу длины шва; Γ – деформация взаимного сдвига смежных волокон двух соседних слоёв. При реализации этого способа фрагмент испытуемого стержня устанавливают на специальном стенде, закрепляют нижний слой неподвижно, а к верхнему слою, прикладывают сдвигающее усилие T , измеряют величину абсолютного сдвига Γ двух смежных волокон соседних слоёв и определяют коэффициент жесткости горизонтального шва по формуле (1).

Этот способ имеет недостаток, который заключается в том, что его невозможно применить к стержню (или балке), стоящему непосредственно в сооружении.

Задача, на решение которой направлено изобретение, состоит в расширении технологических возможностей известного способа определения жесткости горизонтального шва составной конструкции балочного типа на длинномерные конструкции, в том числе и стоящие непосредственно в сооружении.

Это достигается тем, что в способе определения коэффициента жесткости горизонтального шва двухслойной конструкции балочного типа, заключающемся в установке и закреплении конструкции на стенде, нагружении её, измерении деформаций и аналитическом вычислении коэффициента жесткости горизонтального шва, конструкцию нагружают равномерно распределённой поперечной нагрузкой и измеряют величину её максимального прогиба в середине пролета.

Осуществление заявляемого способа поясняется чертежами. На фиг. 1 приведена расчетная схема двухслойной балки с шарнирными опорами, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой; на фиг. 2 представлены два типа регулярных решеток стальных ферм с параллельными поясами, которые используются в численном эксперименте; на фиг. 3 изображена расчетная схема стальной фермы с параллельными поясами; на фиг. 4 представлены две схемы моделей ферм, использованных в натурном эксперименте; на фиг. 5 приведена принципиальная схема статических испытаний моделей ферм, включающая в себя опоры 1; испытываемую модель фермы 2, прогибомер 3; штатив для крепления прогибомера, тарированные грузы 5.

Физическую сущность предлагаемого способа можно пояснить, используя теорию составных стержней, разработанную А.Р. Ржаницыным [1].

Расчёт двухслойных балок составного сечения на изгиб сводится к решению дифференциального уравнения упругой оси балки [1, с. 122]:

$$y^{IV} - \lambda^2 y'' = \frac{q}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i} + \frac{\lambda^2 M_0}{E_0 I_0}, \quad (2)$$

в котором
$$\lambda = \sqrt{\xi \gamma}; \quad (3)$$

$$\gamma = \sum_{i=1}^2 \frac{1}{E_i A_i} + \frac{c^2}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i}; \quad (4) \quad E_0 I_0 = \sum_{i=1}^2 E_i I_i + c^2 \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2}{\sum_{i=1}^2 E_i A_i}; \quad (5)$$

$$M_0 = - \int_0^x \int_0^x q dx^2;$$

q – интенсивность равномерно распределенной нагрузки; E – модуль упругости материала; A , I – соответственно площадь поперечного сечения и момент инерции каждого слоя балки, c – расстояние между центрами тяжести слоёв составной балки; M_0 – изгибающий момент в рассматриваемом сечении балки; индексы 1 и 2 относятся к физическим и геометрическим характеристикам первого и второго слоёв балки.

Рассмотрим двухслойную шарнирно опертую балку, нагруженную равномерно распределённой нагрузкой q , изображённую на фиг. 1. Ввиду геометрической и физической симметрии заданной системы начало координат выберем в

середине пролета (ℓ – половина пролета балки). В этом случае дифференциальное уравнение (1) примет следующий вид [1, с. 125]:

$$y^{VI} - \lambda^2 y'' = \frac{\lambda^2 q}{2} \cdot \frac{\ell^2 - x^2}{E_0 I_0} + \frac{q}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i}. \quad (6)$$

Решением этого уравнения с учетом симметрии будет интеграл

$$y = C_1 \operatorname{ch} \lambda \ell + C_2 + \frac{q}{E_0 I_0} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{\ell^2 x^2}{4} + \frac{x^2}{2\lambda^2} \right) - \frac{qx^2}{2\lambda^2 \sum_{i=1}^2 E_i I_i}, \quad (7)$$

где C_1 и C_2 – постоянные интегрирования, которые находят, используя граничные условия на конце балки $y(\ell) = 0$ и $y''(\ell) = 0$:

$$C_1 = \frac{q}{\lambda^4 D \operatorname{ch} \lambda \ell}, \quad C_2 = -C_1 \operatorname{ch} \lambda \ell + \frac{5}{24} \frac{q \ell^4}{E_0 I_0} + \frac{q \ell^2}{2\lambda^2 D} = \frac{5q \ell^4}{24 E_0 I_0} + \frac{q}{D} \left(\frac{\ell^2}{2\lambda^2} - \frac{1}{\lambda^4} \right),$$

где

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} - \frac{1}{E_0 I_0}. \quad (8)$$

С учетом этих постоянных выражение (7) преобразуется к виду

$$y = \frac{q}{\lambda^4 D} \left[\frac{\operatorname{ch} \lambda x}{\operatorname{ch} \lambda \ell} + \frac{\lambda^2}{2} (\ell^2 - x^2) - 1 \right] + \frac{q}{24 E_0 I_0} (5\ell^2 - x^2) (\ell^2 - x^2). \quad (9)$$

В середине пролета (при $x = 0$) будем иметь [1, с. 126]:

$$y_0 = y_{\max} = \frac{q}{\lambda^4 D} \left[\frac{1}{\operatorname{ch} \lambda \ell} + \frac{\lambda^2 \ell^2}{2} - 1 \right] + \frac{5q \ell^4}{24 E_0 I_0}. \quad (10)$$

С помощью зависимости (9), используя математический аппарат сопротивления материалов, можно найти все необходимые характеристики напряженно-деформированного состояния составной балки в любом её сечении, если известно значение параметра ξ , входящего в выражение (3).

Поскольку в реальных составных конструкциях балочного типа значение этого параметра практически всегда неизвестно, то его следует определять из выражения (10), используя экспериментально найденное значение максимального прогиба y_0 . Выражение (10) является трансцендентным, поэтому нахождение параметра λ с его помощью осуществляют методом последовательных приближений.

Способ осуществляют следующим образом. Для заданной двухслойной конструкции балочного типа с известными физическими и геометрическими характеристиками каждого из её слоёв вычисляют физико-геометрические параметры, входящие в выражение (10): E_0I_0 – по формуле (5), $1/D$ – по формуле (8), и γ – по формуле (4). Шарнирно опертую по концам конструкцию, установленную на стенде или стоящую в сооружении, нагружают равномерно распределенной нагрузкой и измеряют максимальный прогиб в середине пролета y_0 . Подставляя значение этого прогиба в формулу (10), находят методом последовательных приближений значение параметра λ , а затем из выражения (3) – значение коэффициента жесткости горизонтального шва ξ .

Примеры реализации способа

Пример численного эксперимента. В качестве модели двухслойной составной шарнирно опертой балки можно использовать стальную шарнирно опертую по концам ферму с параллельными поясами и регулярной решёткой, нагруженной по верхнему поясу равномерно распределённой нагрузкой (см. фиг. 3). Поскольку для некоторых типов регулярной решетки таких ферм (фиг. 2) в научной литературе [1, с. 18-21] приводятся точные формулы для подсчета коэффициента жёсткости решетки (что равносильно коэффициенту жёсткости шва в балке), а определение максимального прогиба фермы является элементарной задачей строительной механики, то для тестирования предлагаемого способа можно использовать численный эксперимент, выполнив аналитический расчёт именно таких ферм.

Рассмотрим однопролётные шарнирно опертые по концам стальные фермы с параллельными поясами и регулярной решёткой (фиг. 2). Длина ферм $L = 2\ell = 12,0$ м, высота $s = 1,5$ м, длина панели B переменная от 0,5 до 3,0 м, элементы верхнего и нижнего поясов выполнены из стальных труб 180×6 мм ($E_1 = E_2 = 2 \times 10^5$ МПа, $A_1 = A_2 = 16,68$ см², $I_1 = I_2 = 653,47$ см⁴), а элементы решётки – из труб 140×6 мм ($A_p = A_c = 12,91$ см², где A_p и A_c – площади поперечных сечений элементов решетки и стоек соответственно). Фермы нагружены по верхнему поясу равномерно распределенной нагрузкой $q = 3$ кН/м. Требуется определить коэффициент жёсткости решетки (коэффициент жесткости шва составной конструкции) с использованием предложенного способа.

Расчёт фермы для определения прогиба выполнялся на ЭВМ с использова-

нием программного комплекса «SCAD». Значения коэффициентов жесткости шва ξ подсчитывались путем последовательных приближений из уравнения (10) и по точным формулам А.Р. Ржаницына [1, с. 19-20]:

$$\text{– для решетки первого типа} \quad \xi = \frac{EA_p \cos^3 \alpha}{B^2}, \quad (11)$$

$$\text{– для решетки второго типа} \quad \xi = \frac{E}{B^2 \left(\frac{\cos^3 \alpha}{A_p} + \frac{\text{tg}^3 \alpha}{A_c} \right)} \quad (12)$$

Результаты расчёта и сопоставления коэффициентов ξ сведены в таблицу 1.

Таблица 1 – *Определение коэффициента жёсткости решётки стальных ферм с параллельными поясами с помощью численного эксперимента*

Тип решетки фермы	Длина панели В (м)	Прогиб y_0 , определенный с помощью «SCAD», м	Значение коэффициента ξ , кН/м		Разница (%)
			по формуле (10)	по формулам (11) и (12)	
1	2	3	4	5	6
1	0,5	$1,106 \times 10^{-3}$	$11,421 \times 10^7$	$11,543 \times 10^7$	1,07
	1,0	$1,053 \times 10^{-3}$	$11,135 \times 10^7$	$11,530 \times 10^7$	3,43
	1,5	$1,042 \times 10^{-3}$	$10,540 \times 10^7$	$10,610 \times 10^7$	0,66
	2,0	$1,139 \times 10^{-3}$	$8,240 \times 10^7$	$8,645 \times 10^7$	4,68
	3,0	$1,329 \times 10^{-3}$	$5,136 \times 10^7$	$5,369 \times 10^7$	4,34
2	0,5	$1,342 \times 10^{-3}$	$4,550 \times 10^7$	$4,608 \times 10^7$	1,25
	1,0	$1,174 \times 10^{-3}$	$7,069 \times 10^7$	$7,314 \times 10^7$	3,35
	1,5	$1,106 \times 10^{-3}$	$7,789 \times 10^7$	$7,840 \times 10^7$	-0,65
	2,0	$1,203 \times 10^{-3}$	$6,831 \times 10^7$	$7,109 \times 10^7$	3,91
	3,0	$1,350 \times 10^{-3}$	$4,703 \times 10^7$	$4,929 \times 10^7$	4,59

По результатам сопоставления, приведенным в таблице, можно сделать следующие выводы: чем чаще расположены вертикальные связи в фермах (балках), тем выше точность получаемых решений.

Пример натурального эксперимента. Для натурального эксперимента были изготовлены две модели стальных ферм, отличающихся конфигурацией решетки (фиг. 4): пролёт ферм $2\ell = 3,0$ м, высота $s = 0,5$ м, верхний и нижний пояса выполнены из спаренных уголков 25х4 мм по ГОСТ 8509-93 ($E_1 = E_2 = 2 \times 10^5$ МПа, $A_1 = A_2 = 3,72$ см², $I_1 = I_2 = 2,06$ см⁴), а элементы решетки – из арматурных стержней $\varnothing 8A$ -III по ГОСТ 5781-82 ($A_c = A_p = 0,322$ см²).

В процессе статических испытаний фермы нагружались во всех узлах

нижнего пояса сосредоточенными силами в виде металлических пластин с тарированными массами по 4 кг, что имитировало равномерно распределённую нагрузку (фиг. 5). С помощью прогибомера часового типа измерялись прогибы моделей в середине их пролёта от эквивалентной нагрузки $q = 267 \text{ Н/м}$. Результаты испытаний приведены в таблице 2 (колонка 2). В колонках 3 и 4 представлены результаты аналитических расчетов, а в колонке 5 – результаты сопоставления точных значений ξ со значениями, полученными с помощью предлагаемого способа. Полученные отклонения свидетельствуют о работоспособности предлагаемого способа определения жёсткости горизонтального шва составной конструкции балочного типа.

Таблица 2 – Сопоставление произведения $W_0\omega^2$ для моделей ферм

Тип решетки фермы (фиг. 2)	Максимальный прогиб y_0 , м	Значения параметра ξ , кН/м		Отклонение, %
		по формулам (11) и (12)	по предложенному способу	
1	2	3	4	5
1	$0,12 \times 10^{-3}$	$1,622 \times 10^7$	$1,519 \times 10^7$	-6,35
2	$0,17 \times 10^{-3}$	$1,073 \times 10^7$	$1,026 \times 10^7$	-4,38

Таким образом, в предложенном способе определения жёсткости горизонтального шва двухслойной конструкции балочного типа технический результат, заключающийся в расширении технологических возможностей известного способа на длинномерные конструкции, в том числе и стоящие непосредственно в сооружении, достигается за счёт использования приема статического нагружения шарнирно опёртой по концам конструкции равномерно распределённой поперечной нагрузкой и измерении её максимального прогиба в середине пролёта.

Формула изобретения

Способ определения коэффициента жесткости горизонтального шва двухслойной конструкции балочного типа, заключающийся в установке и закреплении конструкции на стенде, нагружении её, измерении деформаций и аналитическом вычислении коэффициента жесткости горизонтального шва, *отличающийся* тем, что конструкцию нагружают равномерно распределённой поперечной нагрузкой и измеряют величину её максимального прогиба в середине пролета.

Источники информации, принятые во внимание при экспертизе.

1. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.

Реферат

Способ определения жесткости горизонтального шва в двухслойных конструкциях балочного типа

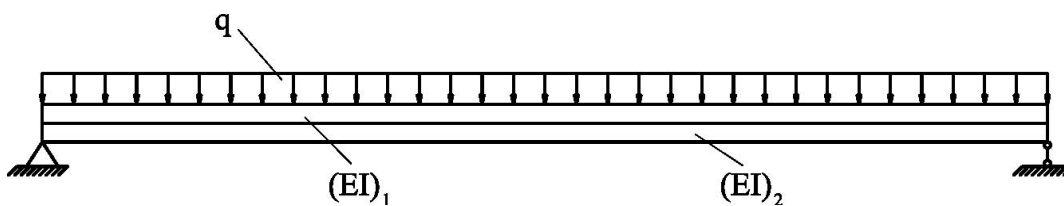
Изобретение относится к области строительства и предназначено для определения жесткости горизонтальных швов двухслойных конструкций балочного типа.

Задача, на решение которой направлено изобретение, состоит в расширении технологических возможностей известного способа определения жесткости горизонтального шва составной конструкции балочного типа на длинномерные конструкции, в том числе и стоящие непосредственно в сооружении.

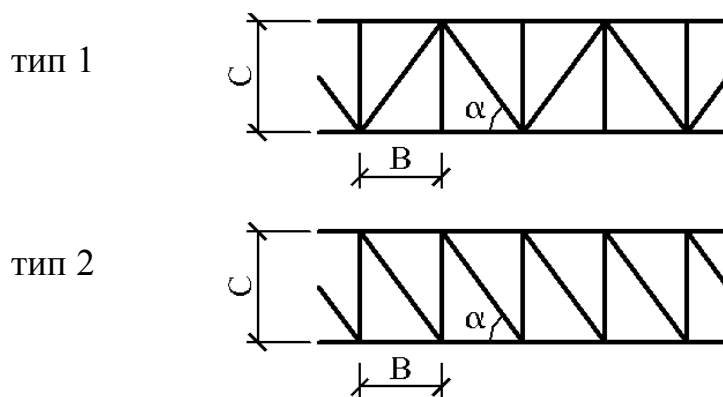
Указанный технический результат достигается тем, что в способе определения коэффициента жесткости горизонтального шва двухслойной конструкции балочного типа, заключающемся в установке и закреплении конструкции на стенде, нагружении её, измерении деформаций и аналитическом вычислении коэффициента жесткости горизонтального шва, конструкцию нагружают равномерно распределённой поперечной нагрузкой и измеряют величину её максимального прогиба в середине пролета.

Технический результат, заключающийся в расширении технологических возможностей известного способа на конструкции на длинномерные конструкции, в том числе и стоящие непосредственно в сооружении, достигается за счёт использования приема статического нагружения шарнирно опёртой по концам конструкции равномерно распределённой поперечной нагрузкой и измерении её максимального прогиба в середине пролета.

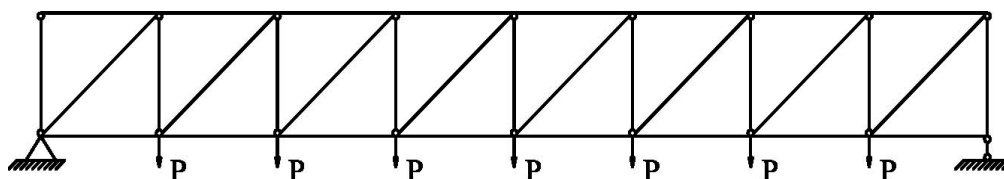
Способ определения жесткости горизонтального
шва в двухслойных конструкциях балочного типа



Фиг. 1

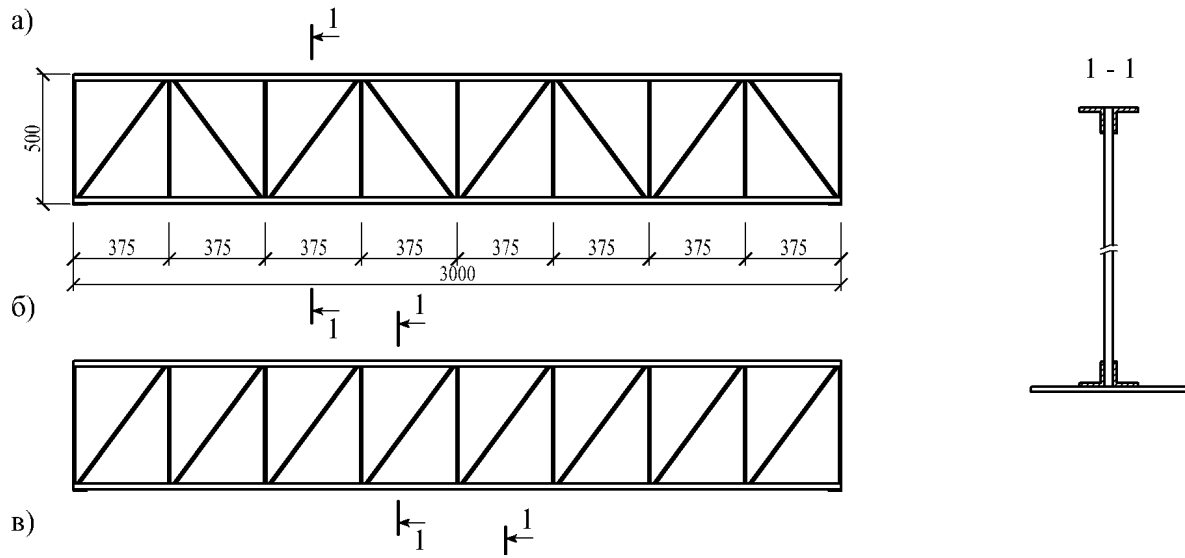


Фиг. 2

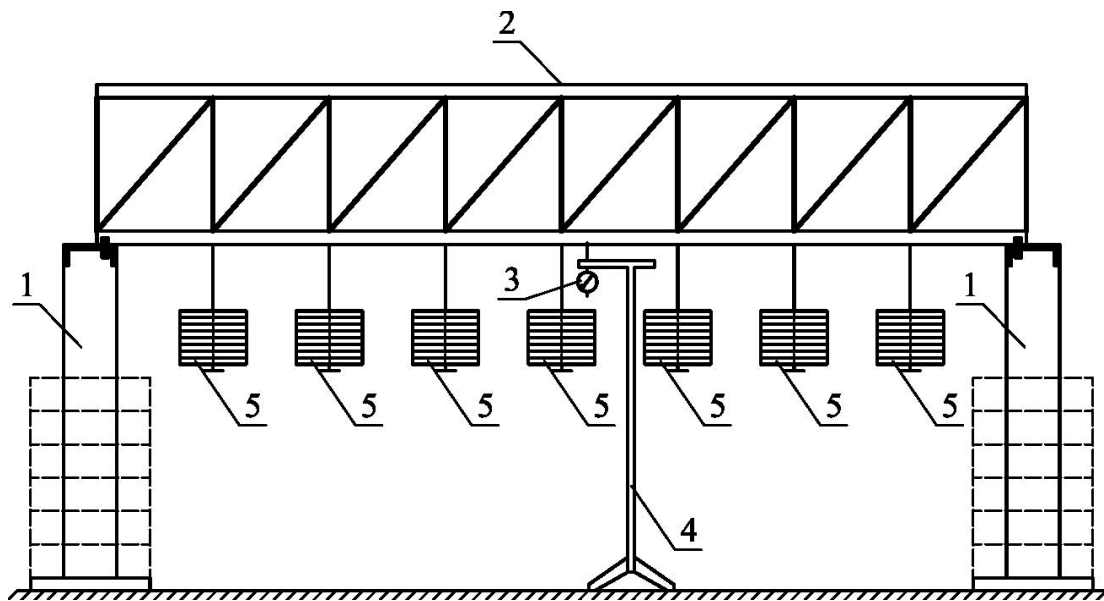


Фиг. 3

Способ определения жесткости горизонтального шва в двухслойных конструкциях балочного типа



Фиг. 4



Фиг. 5