

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ
ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ АВТОМОБИЛЬНО-
ДОРОЖНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

ПОВЫШЕНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ
АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

МОНОГРАФИЯ

Под редакцией доктора технических наук,
профессора В.П. Кожушко

***ПОСВЯЩАЕТСЯ 85-ЛЕТИЮ
ХАРЬКОВСКОГО НАЦИОНАЛЬНОГО
АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНОГО УНИВЕРСИТЕТА***

Харьков
ХНАДУ
2016

УДК 624.21/8

ББК 39.112

П 31

Рецензенты:

Шмуклер Валерий Самуилович, доктор технических наук, профессор,
заведующий кафедры строительных конструкций
(Харьковский национальный университет коммунального хозяйства);
Фурсов Вадим Викторович, доктор технических наук, профессор,
заведующий кафедры металлических и деревянных конструкций
(Харьковский национальный университет строительства та архитектуры);
Угненко Евгения Борисовна, доктор технических наук, профессор,
заведующий кафедры изыскания и проектирования автомобильных дорог (Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет)

Коллектив авторов:

В.П. Кожушко, д-р тех. наук, профессор;
А.В. Бильченко, к.т.н., профессор;
А.Г. Кислов, к.т.н., профессор;
Е.В. Бережная, к.т.н., доцент;
О.И. Безбабичева, к.т.н., доцент;
С.А. Бугаевский, к.т.н., доцент;
С.Н. Краснов, к.т.н., ст. препод.;
Е.С. Краснова, к.т.н., ассистент

Кожушко В.П.

П 31

Повышение долговечности автодорожных мостов: монография / В.П. Кожушко, А.В. Бильченко, А.Г. Кислов и др.; под. ред. В.П. Кожушко. – Харьков: ХНАДУ, 2016. – 236 с.

ISBN

Проанализированы основные факторы, влияющие на долговечность мостов. Предложены новые конструктивные решения некоторых элементов мостовых сооружений. Рассмотрен вопрос моделирования работы пролетных строений под воздействием внешних нагрузок и температуры.

Илл. 137. Табл. 24. Библиогр. назв. 156.

Проаналізовано основні фактори, які впливають на довговічність мостів. Запропоновано нові конструктивні рішення деяких елементів мостових споруд. Розглянуто питання моделювання роботи прольотних будов під дією зовнішніх навантажень і температури.

Іл. 137. Табл. 24. Бібліогр. назв. 156.

УДК 624. 21/8

ББК 39.112

ISBN

© Коллектив авторов, 2016

© ХНАДУ, 2016

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	5
ГЛАВА 1. ЭКСПЛУАТАЦИОННАЯ ДОЛГОВЕЧНОСТЬ МОСТОВ	6
1.1. Анализ эксплуатационного состояния мостовых конструкций	6
1.2. О некоторых мерах по продлению срока службы мостовых сооружений	16
1.3. Влияние некоторых дефектов мостовых сооружений на их эксплуатационную долговечность	20
1.4. Влияние существующей системы эксплуатации мостовых сооружений на деградацию их элементов.....	23
1.5. Особенности эксплуатации, содержания и ремонта городских мостовых сооружений	28
1.6. Техногенность и вопросы экологии городских мостовых сооружений	33
1.7. Особенности системы мониторинга физического состояния городских мостов	40
1.8. Концепция сохранения и развития мостовых сооружений г. Харькова	46
1.9. К реорганизации дорожной отрасли Украины	54
ГЛАВА 2. НОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ ...	58
2.1. Новые решения по комплексному водоотводу с пролетных строений	58
2.2. Новые решения по совершенствованию зон тротуаров мостов и гидроизоляции	65
2.3. Новые конструктивные решения пешеходных мостов	83
2.3.1. Основные конструктивные элементы пролетных строений пешеходных мостов	83
2.3.2. Узлы соединения элементов	87
2.3.3. Конструктивная система связей сдвига нового типа	92
2.3.4. Каркас пролетного строения с облегченным верхним поясом	95
ГЛАВА 3. МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК	99
3.1. Общие вопросы определения напряженно-деформированного состояния пролетных строений ...	99

3.2.	Исследование работы пролетных строений сталежелезобетонных мостов при неодинаковых сечениях главных балок и неодинаковых расстояниях между ними	101
3.3.	Определение усилий от временной нагрузки в главных балках металлических и сталебетонных балочных пролетных строениях нерегулярной структуры по усредненной схеме	107
3.4.	Использование усредненной схемы при расчете балочных железобетонных пролетных строений нерегулярной системы	115
3.5.	Определение усилий от временных нагрузок в элементах пролетных строений нерегулярных систем с учетом крутящих моментов	123
3.6.	Распределительная способность неразрезного пролетного строения	130
3.7.	Распределительная способность металлического пролетного строения из многорешетчатых ферм	137
3.8.	Работа некоторых узких пролетных строений из типовых элементов	147
3.9.	Работа некоторых широких пролетных строений из типовых железобетонных элементов	154
3.10	Расчетная модель температурно-неразрезного пролетного строения	170
3.11.	Статические исследования работы температурно-неразрезного пролетного строения	174
3.12.	Создание адекватной конечно-элементной модели для расчетов железобетонных пролетных строений с использованием ПК «Лира»	183
ГЛАВА 4.	ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЯХ	194
4.1.	Существующие методы учета температуры при проектировании мостовых сооружений	194
4.2.	Изучение распределения температурных напряжений в мостовых конструкциях	199
4.3.	Экстремальные исследования распределения температуры в мостовых сооружениях	206
4.4.	Экспериментальная оценка распределения температуры в слоях дорожной одежды мостов	214
ЛИТЕРАТУРА	218

ПРЕДИСЛОВИЕ

Обследование мостовых конструкций, проведенные мостоиспытательной лабораторией кафедры мостов, конструкций и строительной механики Харьковского национального автомобильно-дорожного университета и мостоиспытательными лабораториями других организаций как в Украине, так и в зарубежных странах, показали, что реальный срок службы автодорожных мостов значительно меньше, чем он определен нормативными документами [124]. Все это связано с недостатками на этапах проектирования, строительства и эксплуатации сооружений.

В данной работе рассмотрены и проанализированы основные факторы, которые влияют на эксплуатационную долговечность мостов.

Часто на долговечность мостовых сооружений влияет несовершенство конструкций отдельных конструктивных элементов и сооружений в целом, поэтому авторы монографии сочли целесообразным обратить внимание на разработку новых конструктивных решений элементов мостов.

Для оценки истинной работы сооружений и возможности установления тех временных нагрузок, которые возможно пропускать по мостам, необходимы пространственные методы расчета пролетных строений, которые бы давали возможность учесть влияние тех или иных дефектов на несущую способность сооружений. С этой целью рассмотрены вопросы моделирования работы пролетных строений под воздействием проходящего транспорта.

Интересными являются вопросы выявления напряженно-деформированного состояния пролетных строений под воздействием температуры. В этом свете в монографии изложены некоторые решения о прогнозировании температурных напряжений.

В написании раздела 1 принимали участие А.Г. Кислов, А.В. Бильченко, О.И. Безбабичева и Е.В. Бережная. Раздел 2 написан О.И. Безбабичевой, А.Г. Кисловым, С.А. Бугаевским, С.Н. Красновым, Е.С. Красновой, раздел 3 В.П. Кожушко, Е.В. Бережной, С.Н. Красновым, раздел 4 – А.В. Бильченком, О.И. Безбабичевой. Общее редактирование осуществлено В.П. Кожушко.

Авторы выражают искреннюю благодарность докторам технических наук, профессорам Шмуклеру В.С., Фурсову В.В. и Угненко Е.Б. за рецензирование монографии, а также Штефан О.Н. за помощь в оформлении работы.

ГЛАВА 1. ЭКСПЛУАТАЦИОННАЯ ДОЛГОВЕЧНОСТЬ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Для получения возможности определения эксплуатационной долговечности мостовых сооружений необходимо иметь результаты объективной оценки состояния мостовых сооружений на момент принятия решения. Следует применять аппарат специального назначения по мониторингу их состояния, включая наблюдения, инструментальную оценку работы сооружений и прогнозирование изменений с использованием оборудования по диагностике сооружений. На основании данных такого мониторинга можно будет увеличить межремонтные сроки, тем самым значительно снизить затраты на ремонт, что позволит продлить способность мостовых сооружений сохранять их работоспособное состояние с учетом установленной системы технического обслуживания.

1.1. Анализ эксплуатационного состояния мостовых сооружений

Многие мостовые сооружения автомобильных дорог Украины имеют большой срок эксплуатации, они построены по старым нормам и технологиям, находятся в неудовлетворительном состоянии и требуют серьезной реконструкции и ремонта. Большинство сооружений требует полной замены несущих конструкций уже через 35-40 лет, тогда как мировая практика свидетельствует, что сроки службы железобетонных мостов должны быть не менее 70-80 лет [97]. Указанное положение мостового хозяйства характерно и для Сумской области. Анализ данных о мостах Сумской области показал, что значительная часть сооружений не соответствует современным нормам и нуждается в ремонте (рис.1.1- 1.3).

При этом большинство пролетных строений мостов выполнено из железобетона (рис 1.4). Для средних мостов доля железобетонных пролетных строений составляет 85,5 %, для больших и малых соответственно 72,7% и 96,8%. Значительно меньшее количество на дорогах металлических и деревянных мостов. Металлические мосты с пролетом более 100м расположены на дорогах государственного значения (100% мостов), а средние мосты, в основном, на местных дорогах (64,6%). Количество деревянных мостов в Сумской области

незначительное; все они находятся на местных дорогах.

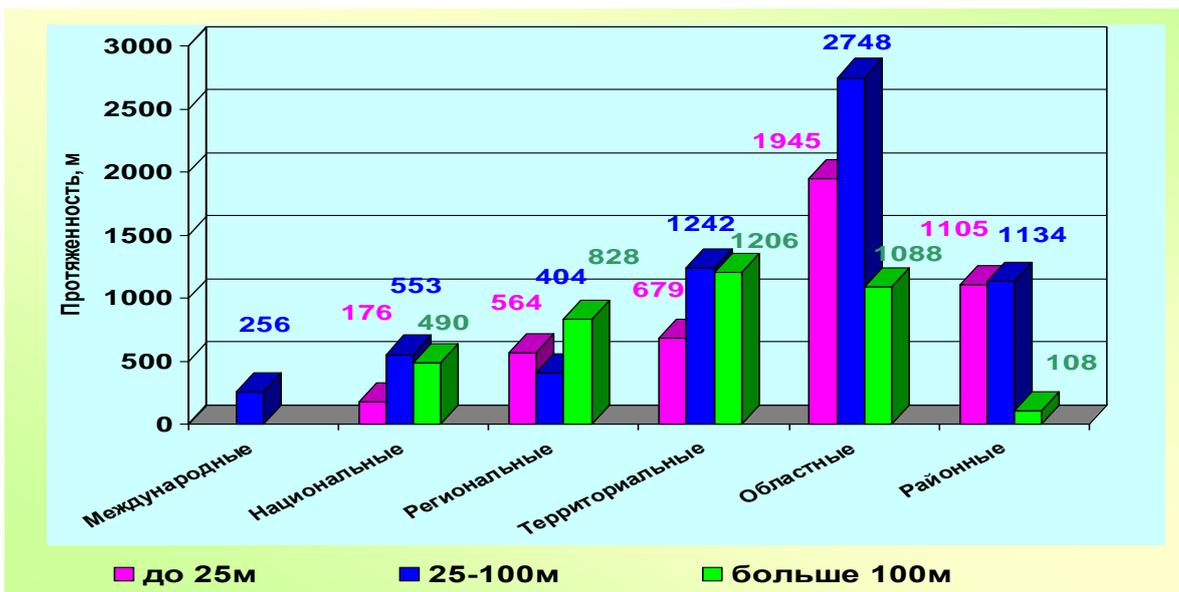


Рис. 1.1. Протяженность мостов и путепроводов (м) на дорогах общего пользования Сумской области

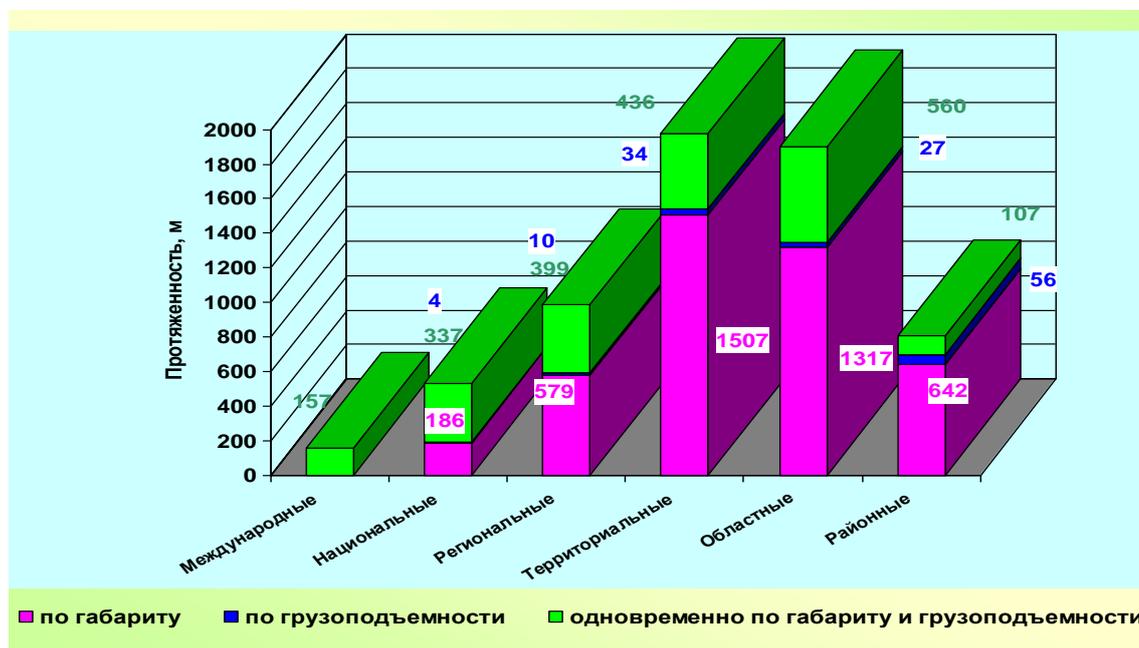


Рис.1.2. Протяженность мостов и путепроводов на автомобильных дорогах Сумской области, не соответствующих нормам

Исследованы данные о возрасте мостовых сооружений (рис.1.5). Периоды, указанные на гистограмме, выбраны в соответствии с нормами на проектирование, действующими в указанные годы.

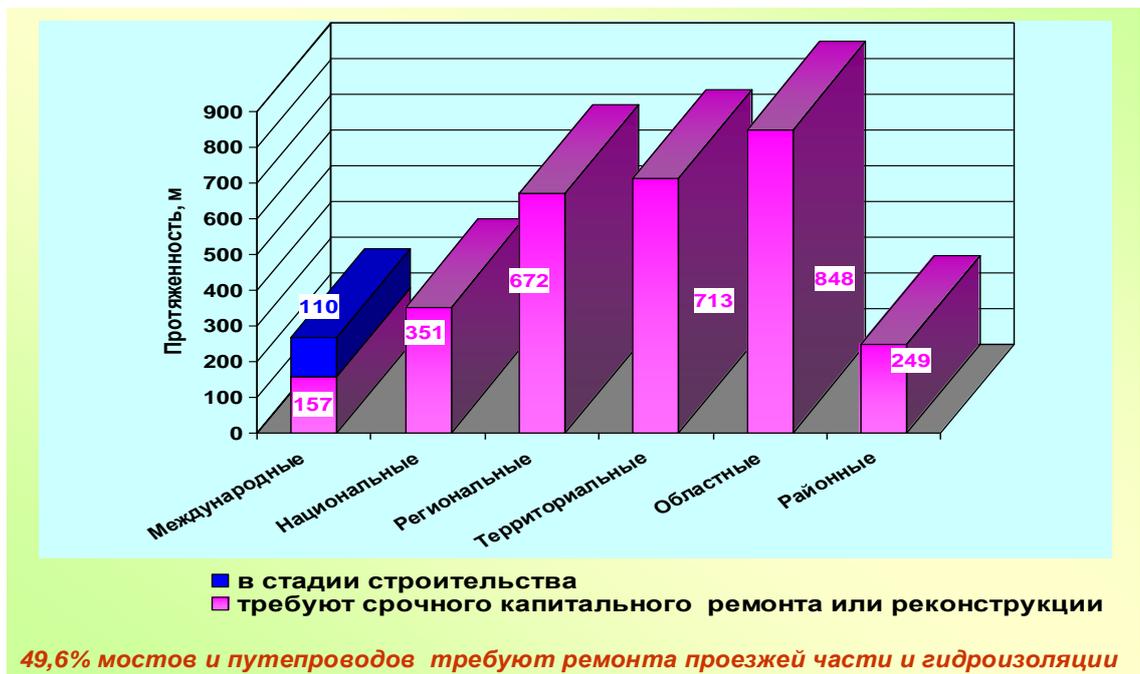


Рис. 1.3. Протяженность мостов и путепроводов на автомобильных дорогах Сумской области, требующих срочного капитального ремонта или реконструкции

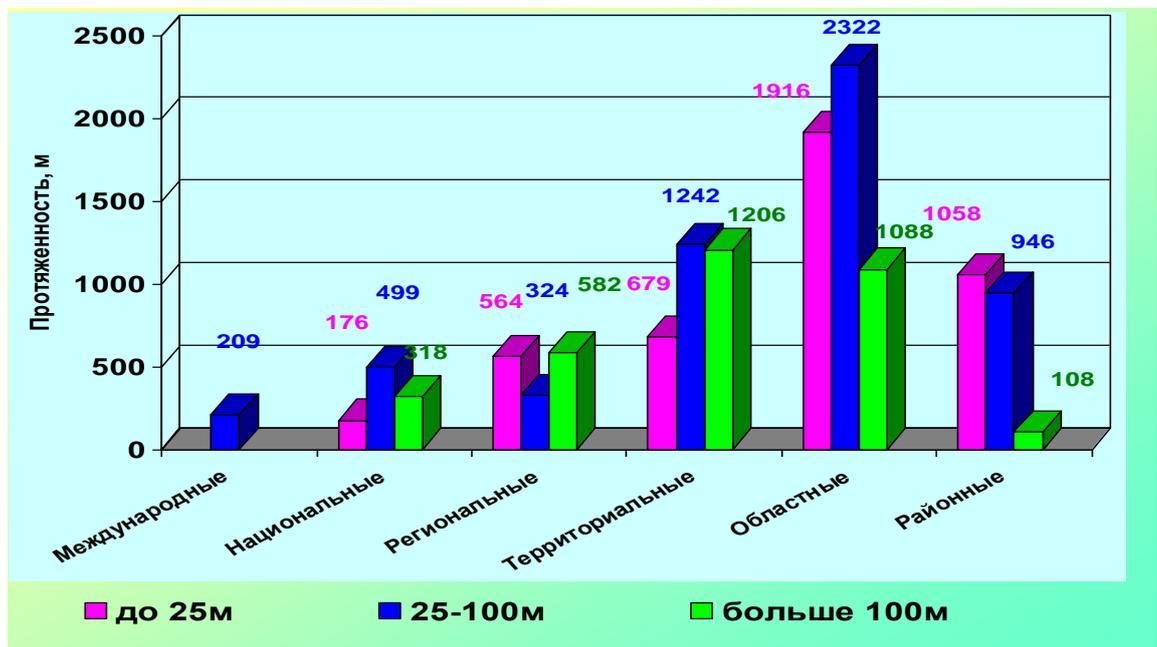


Рис.1.4. Протяженность железобетонных пролетных строений на автомобильных дорогах Сумской области

Техническое состояние мостов Сумской области характеризуется наличием большого числа дефектов и повреждений, которые значительно снижают эксплуатационную надежность. Большой проблемой является недостаточная ширина габаритов проезда и

тротуаров, малая высота бордюров ограждений, повреждения деформационных швов и гидроизоляции. К наиболее распространенным повреждениям несущих конструкций относятся разрушения защитного слоя бетона, обводнение, выщелачивание, размораживание бетонного камня, коррозия арматуры, усталостные и коррозионные повреждения металлических сооружений, повреждения от ударов негабаритных грузов, повреждения опор и др.



Рис. 1.5. Гистограмма распределения мостов и путепроводов Сумской области по годам строительства

Анализ эксплуатационного состояния мостов Харьковской области показал, что в настоящее время на территории Харьковской области находится в эксплуатации более 800 мостовых сооружений. Из них 84% - железобетонные мосты, 9% - металлические, 5% - сталебетонные мосты и 2% - деревянные (рис.1.6). Большая часть металлических мостов (46%) выполнены из пролетных строений длиной 24-34м, 19% - 16-24м, 19% - 10-16м, 6% - 34-70м, 6% - 4-6м и 4% - 6-10м (рис.1.7,а). Сталебетонные пролетные строения длиной 9-15м составляют 53%, 15-33м - 26%, а более 33м – 21% (рис.1.7,б). По типу несущей конструкции железобетонные пролетные строения делят на плитные (52%), ребристые (43%) и коробчатые (5%). Из них 65% пролетных строений выполнены из сборного железобетона, 30% - из монолитного и 5% - из сборно-монолитного железобе-

тона (рис.1.8). Соотношение количества плитных и ребристых пролетных строений по их длине приведены на рис. 1.9. Наиболее часто встречающийся габарит Г-10 – 24%; Г-8 – 21%; Г-7 - 17%; Г-6 -13%; Г-11,5 – 6% и более 11,5м – 19% (рис.1.10).

Важнейшими условиями обеспечения бесперебойного и безопасного движения по мостам автотранспорта и пешеходов являются:

- нормативная грузоподъемность сооружения;
- требуемый габарит проезжей части и тротуаров;
- своевременное выполнение работ по уходу, содержанию и ремонту элементов мостового перехода;
- соблюдение требований безопасности движения по мостам;
- соблюдение характеристик и обеспечение пропускной способности моста на период ледохода и паводка.

Технически исправное состояние сооружений и их надежность могут быть обеспечены при соблюдении всех параметров сооружения для мостов на дороге определенной категории и требованиям Государственных норм [14].

Многочисленные обследования мостов Харьковской области, а также архивные материалы кафедры, дали возможность провести анализ количественного и качественного состояния эксплуатируемых мостовых сооружений.

Мосты должны соответствовать нормативной грузоподъемности и обладать необходимой прочностью, жесткостью и устойчивостью для безопасного пропуска нормативных временных нагрузок, предусмотренных [14] без ограничения скорости движения.

Как показали материалы обследований и расчетов мостов, 46% сооружений не соответствуют современным нагрузкам. Это мосты постройки до 1962-1963 годов, запроектированные под нагрузки Н-10, Н-13 и НГ-60. Основными факторами, снижающими грузоподъемность сооружений, являются: разрушение материалов из-за агрессивного воздействия воды, солей и нарушения водно-теплового режима (около 90% сооружений); дополнительные слои асфальтобетонного покрытия (60%); отсутствие необходимых связей между элементами конструкций (25%).

Габариты проезжей части и тротуаров моста должны соответствовать требованиям действующих в настоящее время норм [124].

Более 70% мостов области не соответствуют требованиям по габариту.

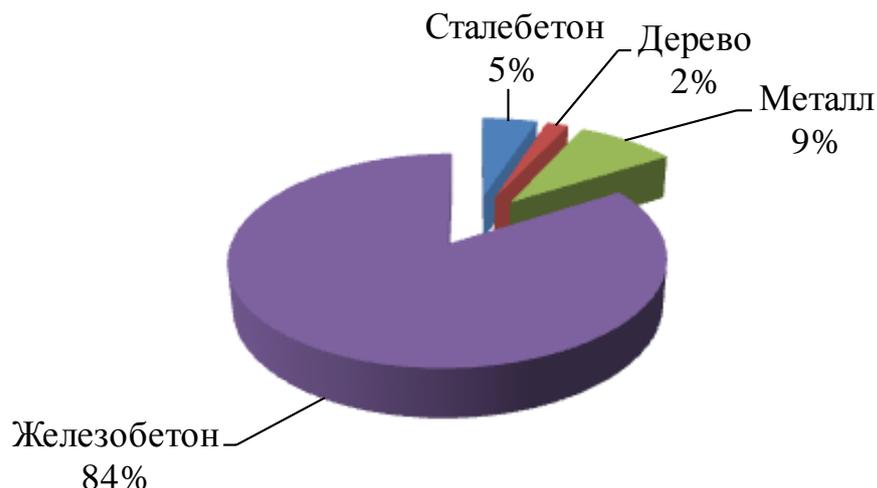


Рис. 1.6. Количественное соотношение мостов по материалу

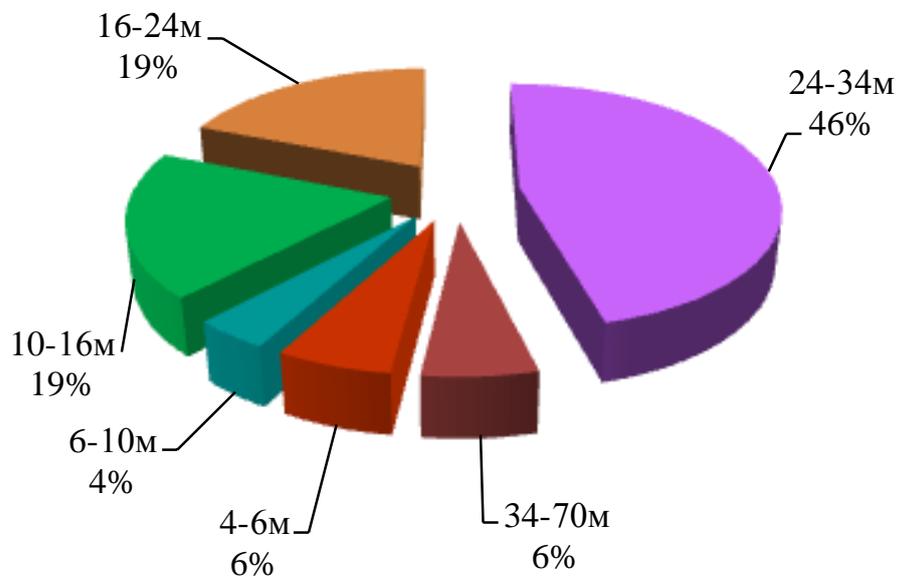
Важным фактором обеспечения безопасности является видимость как на подходах, так и на самом сооружении. Видимость в плане и продольном профиле должна быть обеспечена в соответствии с требованиями действующих стандартов [14]. На подходах к мосту должен быть обеспечен треугольник видимости площадью 150×200 м. На участках подходов должны отсутствовать здания и временные строения, деревья, кустарники и пр. По результатам обследований установлено, что около 30% мостов не соответствуют требованиям по видимости.

Важным фактором обеспечения долговечности сооружения и безопасности движения является водоотвод с проезжей части. Для его обеспечения необходимо поддерживать удовлетворительное состояние покрытия проезжей части, а также поперечный и продольный уклоны. Водоотвод должен быть обеспечен не только на мосту, но и на подходах к нему. В большинстве случаев основным дефектом (практически на всех мостовых переходах) является завышение обочин у края проезжей части.

При завышении обочин поток воды поверхностного стока не уходит с проезжей части, а устремляется к мосту, что приводит к размыву подходов насыпи, а при некачественных деформационных швах, к образованию промоин в конусе насыпи и разрушению укрепления конуса. Проникновение воды в насыпь подходов вызывает их просадку, а также насыщение водой железобетонных кон-

струкций, что, в свою очередь, приводит к последующему выщелачиванию и разрушению бетона и коррозии арматуры. На 67% обследованных мостов требования норм по водоотводу не выполнены.

а)



б)



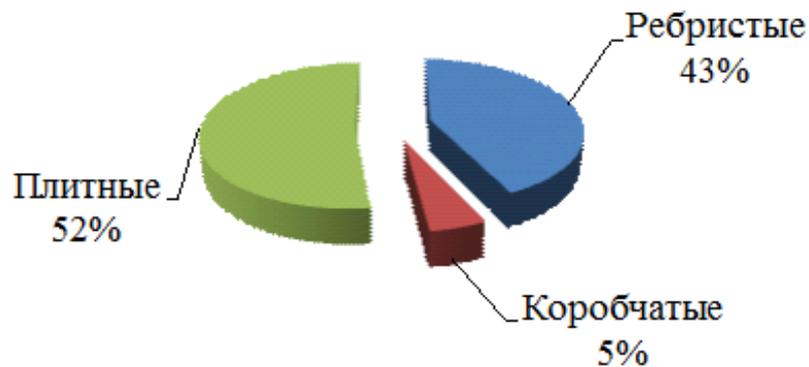
Рис. 1.7. Соотношение по длине пролетов для:
а – металлических мостов; б – сталебетонных мостов

Одним из факторов, обеспечивающим безопасность движения транспорта и пешеходов, является наличие повышенных барьерных и тротуарных ограждений. При их отсутствии мост считается аварийным. Количество таких мостов составляет порядка 20%.

В результате воздействия паводковых вод могут образовываться повреждения, размывы и сползания откосов насыпи и регуляционных сооружений, подмыв мостовых опор. Подмостовое рус-

ло должно быть очищено в пределах 100м с верховой и низовой сторон на протяжении всего отверстия моста.

а)



б)

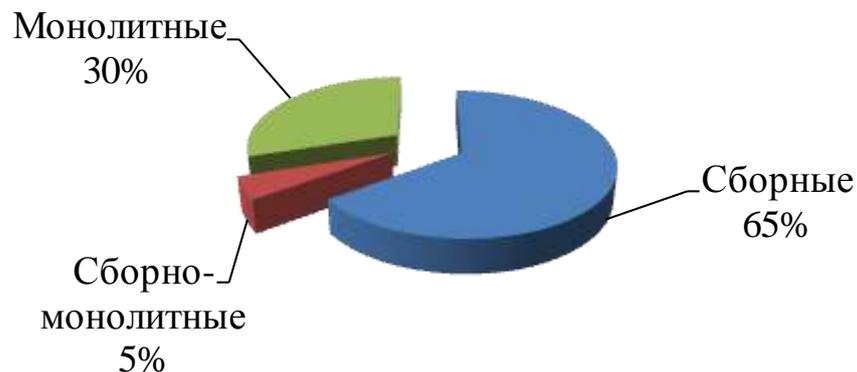


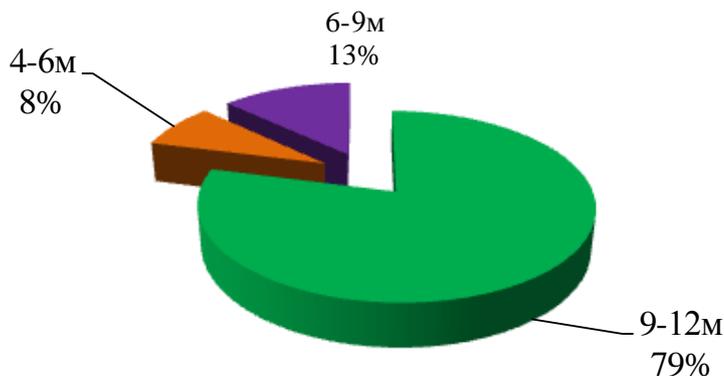
Рис. 1.8. Классификация железобетонных пролетных строений:
а – по типу несущей конструкции; б – по типу железобетона

В подмостовой части, русло должно плавно пропускать струи потока к отверстию моста и плавно отводить их на выходе. Факторами, влияющими на уменьшение полезной площади сечения под мостами, являются заросли деревьев и кустарников, а также наносы ила и песка. На 60% мостов Харьковской области это условие не соблюдаются.

В структуре автомобильных дорог мосты занимают ведущее положение, будучи не только наиболее сложными, ответственными сооружениями, но и узлами транспортной сети (своего рода «барьерными» объектами), во многом определяющими эффективность функционирования транспорта в целом [30].

Существующее эксплуатационное состояние и растущие требования к надежности и долговечности мостовых сооружений требуют принципиально новых подходов к технической диагностике мостов. Лишь на основе всестороннего обследования и диагностики

а)



б)

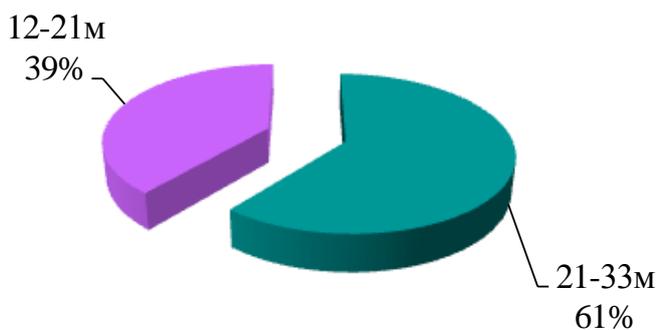


Рис. 1.9. Соотношение по длине пролетов для:
а – плитных пролетных строений; б- ребристых пролетных строений

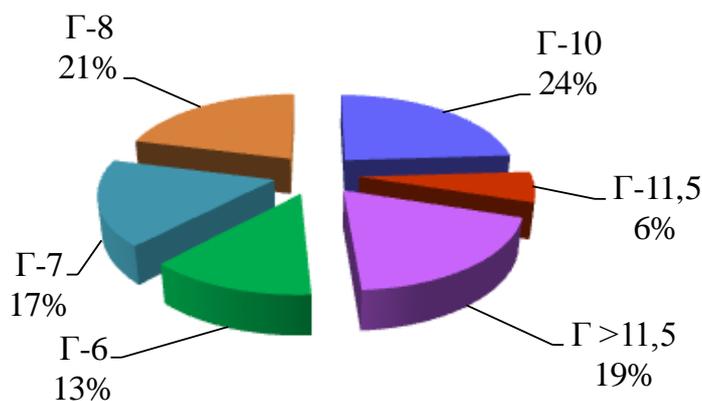


Рис. 1.10. Соотношение мостов по габариту

всех элементов моста можно принять правильное решение относительно ремонта или реконструкции сооружения. Полная и объективная информация может быть залогом качественного выполнения ремонтных работ, а также необходимых расчетов. Для качественной диагностики, в первую очередь, необходимо обеспечение организаций современным оборудованием и исполнителями соответствующего уровня квалификации. К сожалению, на сегодняшний день в дорожной отрасли не хватает современной техники для испытания и

обследования мостов, в первую очередь, из-за высокой стоимости такого оборудования. Поэтому сегодня возникла неотложная потребность в решении проблемы создания системы обследования и эксплуатации мостовых сооружений, разработки и использования современной техники для обследования и ремонта мостов и путепроводов.

Проблема прогноза ресурса мостов в процессе эксплуатации, всегда была наименее изученной в теории сооружений, а с другой стороны – наиболее значимой в социально-экономическом плане. Сегодня в условиях весьма ограниченного финансирования системы эксплуатации стратегическое планирование финансирования отрасли должно опираться на, как можно, более реалистичный прогноз технического состояния моста [91]. Постоянный контроль, анализ выявляемых изменений напряженно-деформированного состояния сооружения, оперативное устранение дефектов и повреждений до перехода сооружения в недопустимое эксплуатационное состояние определяют необходимость нового подхода к организации работ по эксплуатации мостов – использование профилактического мониторинга [23]. Для наиболее полной оценки всех потребительских свойств мостового сооружения необходимо подробное изучение его фактического состояния [22]. Это возможно лишь при совместном применении различных методов обследования, испытаний и расчетов, таких как:

- сбор предварительной информации о сооружении, в том числе изучение параметров движения по мосту и перспективы его развития;

- обмеры конструкций, визуальный осмотр, оценка повреждений;

- инструментальные измерения параметров конструкций и характеристик материалов;

 - статические и динамические испытания;

 - выполнение необходимых расчетов (конструкций, отверстий моста и др.);

 - оценка потребительских свойств моста, разработка рекомендаций по содержанию, стратегии эксплуатации;

 - составление или уточнение паспорта моста.

Непрерывный мониторинг состояния позволит постоянно получать информацию о напряженно-деформированном состоянии, об

обращающихся нагрузках, различных воздействиях и других показателях эксплуатации моста и принимать эффективные решения по управлению эксплуатацией моста. В настоящее время в ряде стран имеются разработки и опыт применения измерительных средств с использованием баз измерения на основе несъемных гнезд и применения электронных компараторов типа Notebook. Такие системы могут быть использованы в условиях Украины в процессе периодических осмотров мостовых сооружений. Внедрение мониторинга откроет возможность оптимального распределения капиталовложений на эксплуатацию дорог и мостов. Можно отметить, что по данным экономических расчетов [23], применение профилактического мониторинга позволит снизить на 10-15% затраты по сравнению с традиционными методами эксплуатации мостов.

1.2. О некоторых мерах по продлению срока службы мостовых сооружений

Одним из «слабых мест» эксплуатируемых мостовых сооружений является проезжая часть, основные элементы которой для продления срока службы большинства мостов требуют замены или срочного ремонта.

Неудовлетворительное состояние слоя гидроизоляции и других элементов проезжей части способствует интенсивному разрушению пролетных строений, уменьшает их несущую способность. Кроме того, резко снижается комфортность и безопасность движения по мостам.

Обследования мостовых сооружений, выполняемые Отраслевой научно-исследовательской лабораторией ХНАДУ, свидетельствуют о том, что, несмотря на обилие новых материалов и технологий, используемых при ремонте мостов, наиболее уязвимыми остаются покрытия проезжей части и гидроизоляция на участках деформационных швов, а также сопряжений тротуарных конструкций с ездовым полотном.

Прослеживается также небезопасная тенденция к наращиванию толщины конструкции дорожной одежды. На большинстве обследованных мостов фактическая толщина дорожной одежды в 1,5-3 раза превышает проектную. Наращивание конструкции происходит в процессе многократных «косметических ремонтов» без снятия

поврежденных слоев старого покрытия и, следовательно, старой гидроизоляции. Следствием этого является увеличение постоянной нагрузки на несущие элементы моста. Расчеты таких сооружений показывают, что растущая доля постоянной нагрузки «съедает» долю временной нагрузки, которую может выдержать рассматриваемый элемент пролетного строения или опора. Следовательно, дополнительные слои дорожной одежды, изначально предназначенные для защиты пролетных строений от внешних воздействий, становятся балластом, снижающим несущую способность моста. При этом вновь устраиваемые асфальтобетонные слои, как правило, из горячих мелкозернистых смесей, не выполняют функцию эффективной гидроизоляции пролетного строения моста.

Одним из направлений продления срока службы мостов может являться использование для устройства проезжей части литых асфальтобетонных смесей на основе битумополимерных вяжущих, характеризующихся повышенной плотностью и водонепроницаемостью. Применению таких смесей в процессе ремонта мостов должно предшествовать обязательное удаление старых слоев дорожной одежды и устройство новой гидроизоляции на основе битумополимерных композиционных материалов.

При ремонтах городских мостов с трамвайным движением, как правило, используется балластное решение с минимальной толщиной конструкции 70 см. При этом фактический срок службы таких мостов составляет 50-80 лет. В таких случаях конструктивным решением, снижающим постоянную нагрузку на пролетные строения и опоры, может стать безбалластное полотно с применением современных бесшпалочных рельсов (рис. 1.11). Такой тип мостового полотна имеет толщину до 25 см, снижает уровень шума при движении подвижного состава, защищает конструкцию моста от поражения блуждающими токами, снижает расходы на эксплуатацию трамвайного пути.

Участки тротуаров автодорожных и городских мостов являются в большинстве случаев местами интенсивного проникания влаги к крайним элементам пролетных строений. Конструкция сборных тротуарных блоков с большим количеством сопряжений явно устарела, а гидроизоляционные материалы, не обладающие высокой эластичностью, деформативностью, адгезионной и механической прочностью, не гарантируют их надежной защиты. Разработка но-

вых конструкций тротуаров и технологий устройства на них гидроизоляционных слоев является прогрессивным направлением продления срока службы крайних балок пролетных строений и повышения безопасности движения пешеходов.

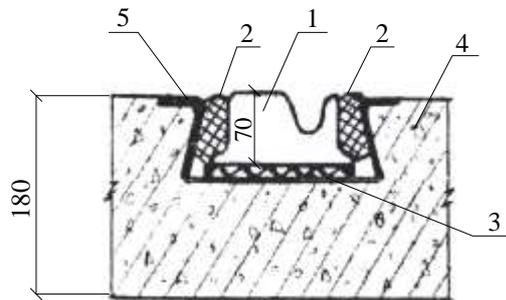


Рис. 1.11. Схема конструкции бесшпечного рельса для городских мостов: 1 - бесшпечный рельс; 2 - боковые резиновые уплотнители; 3 - подрельсовая резиновая прокладка; 4 - железобетонная путевая плита; 5 - профильный лист

Гидроизоляция пролетных строений на многих мостах приходит в негодность через 5-10 лет эксплуатации, о чем свидетельствуют многочисленные протечки, очаги выщелачивания бетона и сталактиты на нижней поверхности плит пролетных строений. При взятии вырубков из покрытий на мостах, эксплуатируемых длительный период, обычно обнаруживается наличие влаги внутри конструкции дорожной одежды и частично или полностью разрушенный слой гидроизоляции.

Производители современных отечественных и импортных рулонных гидроизоляционных материалов на основе битумополимерных композиций гарантируют им срок службы 10-15 лет. В то же время недостаточно длительный период применения и эксплуатации таких материалов в отечественном мостостроении пока не позволяет проанализировать их фактическую долговечность в конструкциях проезжей части мостов. Исходя из этого, разработка нормативных требований к материалам для гидроизоляции мостов на основе методик испытания, приближенных к реальным условиям их работы в конструкции, должна способствовать повышению долговечности пролетных строений.

Конструкции деформационных швов по типовому проекту ТП 384/11 (1971г.), применяемые мостостроителями до настоящего времени, давно устарели. Известно, что применение компенсаторов

из латуни, как этого требует типовой проект, ограничивается их высокой стоимостью. Использование взамен латуни оцинкованного железа приводит к быстрому (через 3-4 года) разрушению шва. Покрытия в зоне деформационных швов из традиционных асфальтобетонных смесей также требуют ремонта уже через 3-4 года эксплуатации.

Исходя из условий работы деформационного шва, асфальтобетонное покрытие, перекрывающее его, должно обязательно обладать повышенной деформативностью и эластичностью в диапазоне эксплуатационных температур, высокой прочностью и стойкостью к динамическим и погодно-климатическим воздействиям. Такими качествами обладают асфальтобетоны на основе битумополимерных вяжущих, модифицированных поверхностно-активными веществами. Применение материалов с указанными свойствами может способствовать продлению срока службы мостов. Кроме этого, в зоне деформационного шва целесообразно применение армирующих слоев и текстильных материалов, например, базальтовой сетки. Альтернативой металлическим компенсаторам могло бы стать использование плотного базальтового полотна, обработанного битумополимерным вяжущим. Такой материал способен обеспечить необходимую деформативность и гидроизолирующий эффект. Схема одного из вариантов конструкции деформационного шва с использованием указанных материалов приведена на рис.1.12.

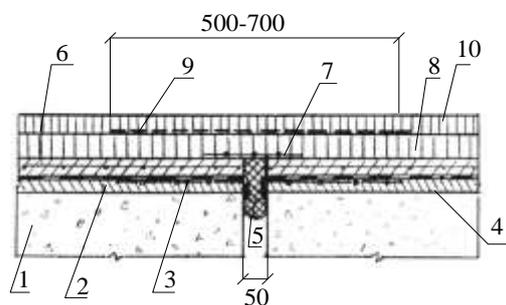


Рис. 1.12. Вариант конструкции деформационного шва с компенсатором из базальтовой ткани: 1 – пролетное строение; 2 – выравнивающий бетонный слой; 3 – компенсатор из базальтовой сплошной ткани, обработанный праймером; 4 – гидроизоляция; 5 – герметик из битумополимерной мастики; 6 – защитный бетонный слой; 7 – перекрытие шва из базальтовой ткани; 8 – сетка из базальтового волокна или другого геотекстильного материала; 9 – 10 – верхний слой асфальтобетонного покрытия на битумополимерном вяжущем

1.3. Влияние некоторых дефектов мостовых сооружений на их эксплуатационную долговечность

В рыночных условиях на современном этапе разработки концепции управления проектами в строительстве и реконструкции мостовых сооружений обостряется проблема координации усилий всех участников строительства и эксплуатации в связи с тем, что старая система централизованного управления частично разрушена. Поэтому новая концепция строительства и реконструкции дорог должна предусматривать программы и планы с учетом региональных разработок и интересов, направленных на развитие строительных структур инвестиций.

Реконструкция или капитальный ремонт мостовых сооружений парализует относительно большую долю транспортной сети, нарушает товарооборот с Европой, значительно влияет на экономику, как правило, большого по площади прилегающего региона. В этих условиях мостовые сооружения должны быть предметом особого внимания как потенциальный источник экономической и социальной безопасности.

К сожалению, ни общество, ни властные структуры страны не видят в неудовлетворительном состоянии транспортных сооружений и отсутствия системы их эксплуатации социальной и экономической опасности для государства и не относят их к техногенным сооружениям.

Проведенный анализ технического состояния мостов и путепроводов по Восточной Украине, полученный за последние 15 лет, показал, что они имеют неудовлетворительное состояние. В первую очередь, по нашему мнению, это произошло потому, что эксплуатация мостов путепроводов в стране брошена на выживание. Существующие организации дорожной службы периодически поддерживали эксплуатационное состояние, в основном, только проезжей части. Случаев поддержки несущих конструкций в нормальном эксплуатационном состоянии было до крайности мало, что привело к аварийности многих сооружений.

Оценка фактического состояния мостов, эксплуатируемых в условиях снижения их долговечности и надежности, требует современных подходов к технической диагностике сооружений и материалов. Объективная информация о техническом состоянии мостов

лежит в основе прогноза последнего ресурсу сооружений, который необходим для разработки стратегии эксплуатации, ремонта мостов и путепроводов.

В разрезе этих положений необходимо рассмотреть техническое состояние мостовых искусственных сооружений, как составных частей дорог, при этом приходится констатировать, что процесс управления их состоянием до сих пор не регламентирован, хотя существует система правил и требований по содержанию транспортных сооружений на автомобильных дорогах. Эффективность управления техническим состоянием искусственных сооружений напрямую связана со стратегией реконструкции и ремонта в условиях недостаточного финансирования. Так исторически сложилось, что мостовые сооружения на улицах и дорогах Украины разделяют на мосты государственного и коммунального подчинения. Первая категория мостов была более или менее под контролем, хотя и здесь мосты всегда рассматривались только как элемент дороги, поэтому специальные службы по их эксплуатации отсутствовали. Вторая категория мостов, в связи с загруженностью коммунальных служб другими делами, была брошена на выживание.

Техническое состояние мостов характеризуется наличием большого количества дефектов и повреждений, значительно снижающих эксплуатационную надежность. Большой проблемой является недостаточная ширина габарита проезда, повреждения деформационных швов и, в особенности, повреждения или полное отсутствие гидроизоляции, на которую до последнего времени не обращали внимание. К наиболее распространенным повреждениям несущих конструкций относят разрушение защитного слоя бетона, выщелачивание бетона с образованием сталактитов, размораживание бетонного камня, коррозия арматуры и закладных деталей, подрезка.

Со временем мы все больше убеждаемся в том, что декларируемый нормами проектирования мостов срок службы железобетонных пролетных строений 100 лет при нынешних условиях эксплуатации – нереально велик. Причины снижения ожидаемого ресурса есть на всех стадиях жизненного цикла сооружений. Сейчас определяется, что снижение среднего срока службы до 35 ... 50 лет закладывается еще на стадии проектирования сооружения, так как в проектном решении никак не отображаются условия и скорость

протекания деградации составных частей мостовых сооружений при неудовлетворительной их эксплуатации.

При некачественном проектировании и строительстве автодорожных мостов и очень небрежной их эксплуатации могут возникать многочисленные дефекты, влияющие на несущую способность и долговечность сооружений. Основными причинами возникновения дефектов пролетных строений мостов, по нашему мнению, являются:

отсутствие нормативных требований к качеству материалов и функциональному назначению нерассчитываемых элементов, таких как гидроизоляция и водоотвод. Традиционно пренебрежительное отношение к ним привело при бурном применении сборного железобетона к катастрофическим последствиям. Антикоррозийная защита железобетонных конструкций не выполнялась, качество применяемых материалов было низким;

низкая культура выполнения строительных и ремонтных работ, нарушения технологии их исполнения, нарушения проекта;

низкая культура эксплуатации сооружений и полное отсутствие современных специализированных механизмов и устройств. В условиях ограниченного финансирования повсеместное нарушение выполнения текущих ремонтов и нормативных сроков обследования мостов.

Раньше существующие нормы проектирования мостов очень приблизительно регламентировали срок службы сооружения и не раскрывали его надежности. Предполагалось, что соблюдение норм гарантирует функционирование моста в проектный период, в течение которого сооружение эксплуатируется с необходимыми требованиями к его эксплуатации. Однако, даже наиболее обоснованные нормативные документы не могут до конца учесть переменность силовых действий и изменения физико-механические характеристики свойств материалов. Несмотря на совершенствование методов расчетов и применения ЭВМ, одной из основных причин катастрофических ситуаций при эксплуатации мостов является идеализация исходных предпосылок расчетов и расчетных схем, которые не в полной мере отражают действительные условия эксплуатации сооружения.

Нормативные документы по расчету железобетонных элементов мостов не имеют аппарата управления долговечностью, не со-

держат регламентаций по количественной оценке воздействия на долговечность элемента физических и механических характеристик материалов, количественной оценки влияния окружающей среды. Эта проблема стала особенно актуальной в последние 15- 20 лет, по мере того, как все большее количество автодорожных мостов Украины становится физически устаревшими.

Существующая методика ямочного ремонта на мосту приводит к возникновению значительных неровностей на покрытии. Кроме того, разрушение деформационных швов и просадки переходных плит при въезде на мост приводят к значительному увеличению динамического воздействия транспорта на пролетные строения. Натурные исследования показывают, что величина динамического коэффициента иногда увеличивается в два раза. Таким образом, некачественно выполненная гидроизоляция разрушается в первые 5 лет, и в дальнейшем мостовые сооружения превращаются в сито, то есть вода, которая попадает на несущие конструкции пролетных строений и опор, вызывает разрушение бетона и стали, что значительно снижает долговечность мостовых сооружений.

1.4. Влияние существующей системы эксплуатации мостовых сооружений на деградацию их элементов

Современные мостовые сооружения можно отнести к сложным техническим транспортным системам. Эта сложность определяется большим количеством элементов, которые выполняют различные функции и имеют разные связи между собой. Определение специфики работы конкретного элемента, их взаимное влияние на работу несущих конструкций в целом составляет главную задачу, которая решается при технической диагностике мостовых сооружений. Диагностика позволяет не только определить природу дефектов, оценить их размер и влияние на работу конструкций, но является важным инструментом для разработки мер по обеспечению заданного уровня надежности.

Процедура определения надежности элементов сооружения в процессе эксплуатации определяется нормативными документами [100, 123].

Классификация состояния элементов мостов по результатам осмотров и обследований заключается в том, чтобы сравнить харак-

терные дефекты и повреждения, зафиксированные в процессе осмотров и обследований, с описанием состояний в таблицах деградации. Классификационные таблицы состояний элементов мостов приведены в [100], где указаны показатели, которые позволяют сделать вывод о классификации эксплуатационного состояния элемента моста с определением его надежности (характеристиками безопасности).

Деградация конструкций, описанная в нормативном документе [100], используется для определения технического состояния отдельных элементов моста. Показателем технического состояния элемента является надежность его в процессе эксплуатации. Определенный для основных несущих элементов количественный показатель надежности в виде пяти эксплуатационных состояний служит для:

- оценки уровня надежности и безопасности эксплуатации элементов моста;

- ранжирования элементов моста при необходимости их ремонтов, реконструкции или замены;

- планирования на этой основе расходов на ремонт или реконструкцию в условиях ограниченного финансирования;

- прогноза остаточного ресурса элементов.

Техническое состояние элемента описывается подборкой качественных и количественных (правда, в какой-то степени субъективных) показателей; приведенных в классификационных таблицах, характеризующих иерархию отказов элемента. По этой методике задача определения надежности элемента моста сводится к сравнению его эксплуатационных состояний в соответствии с данными обследований, осмотров и проверочных расчетов. Когда по классификационной таблице определено эксплуатационное состояние элемента, то этим самым определен и показатель его надежности.

Таблицы позволяют определить дискретное состояние элементов, пользуясь следующими данными:

- обследования элементов и всего сооружения;

- анализа истории строительства и эксплуатации мостового сооружения;

- проверочных расчетов грузоподъемности и несущей способности элементов с учетом выявленных дефектов;

- определения уровня износа элементов.

Классификационные таблицы приведенной методики составлены в предположении, что для осмотров и обследований мостов применяются распространенные в Украине методы и инструментари, а сами таблицы открыты для модернизации [87, 90]. Это означает, что по мере того, как будет накапливаться опыт обследований за новейшими методами, таблицы будут дополняться соответствующими новыми количественными и качественными характеристиками эксплуатационных состояний. По нашему мнению, в таблицах не разделены причинные и следственные факторы, которые влияют на деградацию элементов и их эксплуатационное состояние, а также не предусмотрены условия проведения работ по ликвидации причин, которые влияют на процесс появления дефектов. То есть в целом в этот период времени мы работаем по принципу «пока конструкция имеет достаточную прочность, ее ремонтировать не следует».

Предлагается перейти к принципу «пока мостовое сооружение не начало разрушаться, необходимо своевременно защитить его от повреждения». Исходя из этого, в начале эксплуатации сооружения необходимо максимальное внимание уделить трем составляющим мостового полотна: покрытию, гидроизоляции и водоотведению.

Для всех эксплуатационных состояний, в зависимости от характеристики безопасности β , определяется уровень износа элемента и необходимые эксплуатационные мероприятия. В таблицах, которые предложены в работе [90], нами уточняются регламентированные эксплуатационные мероприятия в состояниях 2 или 3, в которых можно еще сохранить конструкции от деградации. В первую очередь для сохранения несущих конструкций моста необходимо со временем сохранить защитные свойства гидроизоляции и целостность асфальтобетонного покрытия. В связи с тем, что замена гидроизоляции требует снятия асфальтобетонного покрытия, то эту работу необходимо относить ко 2 и 3 состояниям, несмотря на то что сейчас она относится к состоянию 4 (это капитальный ремонт). Таким образом, в этом состоянии вопрос сохранения несущих конструкций уже не стоит. Поэтому ремонт элементов водоотвода и асфальтобетонного покрытия необходимо было бы отнести ко второму состоянию, где процент износа конструкций составляет 8%.

Поскольку следы выщелачивания на плите проезжей части появляются во втором или третьем состояниях, то замену гидроизоля-

ции необходимо предусмотреть максимум в третьем состоянии, где процент износа элементов пролетных строений составляет 15%. В связи с вышесказанным, эти способы необходимо закрепить в нормативном документе в таком виде (табл.1.1).

Главной целью анализа надежности, как показателя безопасности, является определение нашей неуверенности, то есть риска в определении применяемых для сооружений сопротивлений материалов при изменении их физико-механических характеристик, риска в определении нагрузок и расчетных моделей, которые очень часто идеализируют исходные условия расчетов и расчетных схем.

Здесь также рассматривается влияние на надежность сооружений неуверенности, которая связана с человеческими ошибками при проектировании и строительстве, для этого также необходимо ввести коэффициент риска. Анализу, в первую очередь, подвергаются обычно две группы параметров случайных базовых переменных [87,90]:

переменных, характеризующих сопротивление элемента (параметров физико-механических, тепло-физических, геометрических, а также специфических коэффициентов, таких как сцепление, условия работы);

переменных, характеризующих нагрузку на элемент и его деформации (постоянные и временные нагрузки, вынужденные перемещения, усилия, которые вызваны продолжительными процессами в материалах, динамические силы).

Однако четкое разделение переменных на группы при длительной эксплуатации не всегда возможно. Так, при анализе надежности не учитывается то, что нерасчетные элементы моста, например, гидроизоляция и водоотвод, очень сильно влияют на первую группу случайных базовых переменных.

В связи с этим предлагается ввести третью группу случайных базовых переменных - переменных, характеризующих защитные свойства нерасчетных элементов моста, от которых зависит деградация несущих элементов, которую следует отнести к первой.

Эта группа имеет особое значение при изменении стратегии развития мостовых сооружений «от планирования ремонта к планированию сохранения».

В связи с этим необходимо выполнить конкретную работу по конкретизированию математической модели расчета [87]. Парамет-

рами, отражающими вероятностную природу факторов напряженно-деформированного состояния элемента, являются коэффициенты вариации прочностных характеристик материалов, временной подвижной нагрузки [87, 90].

Таким образом, для завершения характеристики безопасности эксплуатации сооружений необходимо определить грузоподъемность его несущих элементов. Определение грузоподъемности является основой для уточнения установки эксплуатационного состояния элемента. Грузоподъемность моста определяется для временной подвижной нагрузки [90] с учетом деградации элементов.

Таблица 1.1

Деградация элементов и предлагаемые эксплуатационные меры

Номер состояния	Характеристика безопасности, β	Уровень износа элемента, %	Эксплуатационные меры
1	3,8	0	Ведется постоянное наблюдение, в особенности, за водоотводом и покрытием
2	3,0	8	Выполняются наблюдение за выщелачиванием бетона по стыкам балок, поточный профилактический ремонт покрытия и конструкций водоотвода с проезжей части и тротуаров без ограничения движения
3	2,4	27	Усиливается надзор, сокращаются сроки между поточным и периодическими осмотрами, выполняется замена, асфальтобетонного покрытия, гидроизоляции и водоотводных устройств с ограничением движения
4	2,1	42	Усиливается надзор, сокращаются сроки между периодическими осмотрами, выполняется выборочный капитальный ремонт, ограничивается движение, в зависимости от веса, скорости и габаритных размеров транспортных средств, а также разрабатываются специальные меры обеспечения безаварийной эксплуатации сооружения

Номер состояния	Характеристика безопасности, β	Уровень износа элемента, %	Эксплуатационные меры
5	1,7	65	Состояние сооружения, близкое к аварийному или характеризующееся существенным нарушением требований безопасности движения. Требуется ограничение движения по сооружению или под ним, устанавливается непрерывное наблюдение за состоянием аварийных конструкций, принимаются временные меры по предотвращению аварий. Устанавливается чрезвычайный режим эксплуатации, что свидетельствует о необходимости выполнения срочных работ по капитальному ремонту, реконструкции или замене элементов моста

Причем грузоподъемность несущих элементов определяется по величине грузоподъемности слабого, наиболее поврежденного, несущего элемента (главной балки, поперечной или продольной второстепенной балки, плиты проезжей части, опор и т.д.). Вот здесь мы и встречаемся с чисто субъективным фактором оценки деградации элементов, так как точных количественных оценок ее не существует. Решение здесь может быть найдено во внедрении аналитической информационной системы о динамике развития дефектов, разработанную мостоэкспертизой. Кроме того, необходимо ввести четкую систему мониторинга за состоянием мостовых сооружений, а также работой служб эксплуатации.

1.5. Особенности эксплуатации, содержания и ремонта городских мостовых сооружений

Важнейшими из особенностей, отличающих городские мостовые сооружения от всех остальных и определяющие их безопасную эксплуатацию, являются [44,119]:

увязка транспортных потоков, движущихся по сооружению и примыкающим к нему городским магистралям и улицам;

использование мостов для концентрированного пропуска городских инженерных коммуникаций;

организация пропуска по мостам всех видов городского транспорта, включая трамваи, оказывающие на мосты крайне негативное воздействие;

наличие в подземном пространстве у моста по берегам или под мостом (ниже поверхности грунта или дна водотока) инженерных коммуникаций и сооружений – тоннелей метро и городской канализации, водопровода, ливнёвки, коллекторов и кабельных каналов; воздействие этих сооружений на изменение состояния грунтовых массивов и изменение характера работы фундаментов и всего сооружения в целом;

значительная агрессивность городской окружающей среды, а также атмосферы, загрязненной выбросами автомобилей и промышленных предприятий;

пропуск значительной интенсивности движения пешеходов, что требует особого внимания к тротуарам и фасадным балкам, расположенным под ними. Система водоотвода с тротуаров и проезжей части должна исключать подтекание воды под тротуарные плиты и блоки и попадание воды на фасадные балки;

достаточная освещенность проезжей части в темное время суток; при этом освещенность сооружений, а также шум от проезжающего транспорта, не должны мешать жителям, живущим в расположенных рядом домах;

борьба со скользкостью проезжей части на мостовых сооружениях в зимний период, решение которой имеет особое значение с точки зрения безопасности движения. Использование смесей на основе хлоридов приводит к интенсивному развитию коррозионных процессов, особенно при наличии на мосту трамвайных путей, что подтверждается наличием серьезных коррозионных повреждений транспортных элементов пролетных строений.

Перечисленные выше особенности городских мостов и необходимость их учета определяют всю сложность обеспечения надежной эксплуатации таких сооружений.

Выполнение всех эксплуатационных требований в полном объеме требует соответствующего финансового и материально-технического обеспечения; при этом эксплуатацию мостов должен осуществлять персонал, имеющий соответствующую подготовку и

квалификацию.

В системе эксплуатации и содержания городских мостовых сооружений имеются большие организационные проблемы. Эксплуатация городских мостов осуществляется дорожными организациями, которые очень часто мостовые сооружения рассматривают только как элемент дороги, и не учитывают сложности их конструктивных решений и сложности эксплуатации. Следовательно, это управление выходит за рамки подготовки дорожников, структуры и квалификации кадров, территориальных особенностей и экологических влияний. Существующая структура управления в городских дорожных организациях относится к иерархической и линейно-функциональной.

Анализ показывает, что иерархическая линейно-функциональная структура эффективна в тех организациях, которые имеют ограниченную номенклатуру услуг, постоянно повторяемых одних и тех же работ. Стабильность внешней среды для обеспечения своего функционирования требуют стандартных управленческих задач, поэтому, если дорожной организации увеличить номенклатуру услуг по эксплуатации мостов, что выходит за рамки стандартных управленческих задач, то линейно-функциональная структура управления дает сбой, и мостовые сооружения бросаются на самовыживание, а уход за ними выполняется в лучшем случае только содержанием проезжей части.

Городские дорожные организации, занятые ремонтом дорожной сети и внутриквартальных проездов никогда не занимались вопросами организации специализированных структур по эксплуатации мостовых сооружений. Городские мостовые сооружения находятся в собственности коммунального предприятия, которое не имеет специализированных организаций по их содержанию и ремонту.

Как собственники всего коммунального хозяйства города, эти предприятия очень часто выполняют проводку через мостовые сооружения коммуникаций теплотрасс, водопровода, газа, электросетей на свое усмотрение, без расчетов и в нарушение государственных норм [123], т.е. осуществляют проводки в тех местах, где эти коммуникации удобнее и дешевле эксплуатировать.

Все эти мероприятия коммунальных служб ухудшают эксплуатационные возможности мостовых сооружений и бывают довольно

опасными.

Как сказано выше, содержание городских мостовых сооружений выполняется дорожными организациями, которые уделяют минимальное внимание несущим конструкциям.

Кроме того, в процессе содержания полосы трамвайных путей и асфальтобетонного покрытия работы выполняются разными организациями. По этой же причине отсутствует освещение на мостах.

Таким образом, при содержании городских мостовых сооружений должны стыковаться интересы многих организаций.

Выбор схем производства ремонтных работ является сложной задачей, требующей учитывать все особенности и последствия проведения ремонтных работ в условиях крупных городов [137].

Организация движения транспорта и пешеходов при выполнении работ по содержанию и ремонту на городских мостовых сооружениях связана с изменением традиционных маршрутов движения, перемещением остановочных пунктов общественного транспорта, задержками в движении транспортных средств и пешеходов, осложнением экологической обстановки вблизи от зоны дорожных работ.

Решая эту задачу применительно к каждому городскому мостовому сооружению при его эксплуатации или ремонте, следует в первую очередь обеспечивать безопасность движения автотранспортных средств и пешеходов, а во вторую очередь создавать оптимальный фронт работы для строительных организаций, чтобы издержки были минимальными.

К организационным особенностям ремонтных работ мостовых сооружений в больших городах следует отнести:

необходимость в ряде случаев дорогостоящего переноса коммуникаций, проходящих по мосту или путепроводу, закрытия гаражей, стоянок автомобилей, производственных помещений и т.п., находящихся под искусственным сооружением;

очень большие экономические потери по пропуску транспорта в период ремонта, т.к. интенсивность движения по городским мостовым сооружениям очень высока (особенно в часы «пик»). Потери во время ремонтных работ на транспорте могут быть вполне сопоставимы со стоимостью их проведения и даже превышать ее;

большие потери времени пешеходов и пассажиров общественного городского транспорта (автобусы, трамваи, троллейбусы и т.д.);

стесненность, существенная ограниченность фронта работ (часто негде разместить строительную площадку и нельзя перекрывать подмостовой габарит и т.п.);

большие сложности в организации объездного и обходного движения (особенно в старых районах, где пропускная способность дорог и улиц практически исчерпана, а возможность уширения объездных маршрутов отсутствует). Отсюда следует невозможность полного снятия движения с ремонтируемых сооружений.

Многообразие местных условий, видов ремонтных работ и характеристик транспортного потока не позволяют разработать детальные рекомендации по организации движения транспорта и пешеходов для всех возможных вариантов. Однако, можно наметить ряд принципиальных стратегий организации движения и сформулировать основные положения по организации ремонтных работ и дорожного движения в наиболее характерных случаях.

Система организации дорожного движения включает в себя четыре основных компонента [137]: стратегию, планировочную схему, способ регулирования движения и технические средства организации ремонта.

От выбора этих компонентов зависит степень воздействия на транспортный поток, а также на оценочные параметры движения транспортного потока и состояния окружающей среды.

Применительно к городским транспортным сооружениям приемлемы три стратегии организации движения: «прекращение движения» (полное или частичное); «стеснение движения» (без прекращения двустороннего движения); «изменение движения» (в основном принудительное изменение состава потока или характера движения) [137].

По продолжительности выполнения ремонтные работы на городских мостовых сооружениях разделяют на три вида: краткосрочные, среднесрочные и долговременные [132]. К краткосрочным относятся те работы, продолжительность которых не превышает одного часа. Среднесрочные работы имеют длительность от одного часа до одних суток. Долговременные работы могут продолжаться от одних суток до нескольких месяцев.

Краткосрочные работы по ремонту городских мостовых сооружений, не вызывающие необходимости занятия большой площади проезжей части, выполняют, как правило, с использованием

стратегии «стеснения движения», что чревато появлением заторов.

Если требуется одновременно выполнять разные работы на большой площади, но непродолжительное время, стратегию «стеснения движения» применяют в часы с наименьшей интенсивностью движения (например, в ночное время суток с 23-00 до 6-00), когда не возникает опасность появления заторов.

В тот же временной отрезок можно останавливать транспортный поток на период времени до нескольких часов, предоставляя водителям две возможные альтернативы: либо ожидать открытия движения, либо двигаться по объездному маршруту.

Использование в этом случае стратегии «прекращение движения» не повлияет на движение общественного транспорта и не вызовет значительных потерь времени из-за небольшой интенсивности движения, но строители в это время смогут выполнить такие работы, которые нельзя сделать без остановки движения (например, монтаж или демонтаж балок пролетных строений). Использование стратегии «прекращения движения» или «стеснения движения» при выполнении среднесрочных работ может парализовать движение на нескольких часов, вызвать сбои в работе общественного транспорта, заблокировать соседние перекрестки, если своевременно не будут организованы объездные маршруты. Третья стратегия организации движения – «изменение движения» – также может в таких условиях оказаться неэффективной, так как надо подготовить объездные маршруты для тех транспортных средств, движение которых должно быть запрещено по ремонтируемому сооружению, а затраты на подготовку таких маршрутов могут оказаться весьма значительными.

Таким образом, эксплуатация, содержание и организация ремонта конкретного городского мостового сооружения подразумевает выбор такой технологии проведения работ и такого графика работ, которые полностью увязаны со спецификой городских мостовых сооружений во времени и в пространстве с системой организации дорожного движения по улично-транспортной сети [21].

1.6. Техногенность и вопросы экологии городских мостовых сооружений

В довоенное время мосты считались стратегическими объекта-

ми, относились к техногенным сооружениям, разрушение которых могло вызвать социальный взрыв. Структурные ветви власти в настоящее время мало уделяют внимания тому, что разрушение городского мостового сооружения, по которому проходят многочисленные инженерные коммуникации, может привести к локальной техногенной катастрофе на отдельной территории города, особенно при значительной отрицательной температуре.

Не принимая во внимание усовершенствование методов расчета и интенсивное применение ЭВМ, одной из основных причин катастрофических ситуаций при эксплуатации мостовых сооружений является идеализация входных предпосылок расчетных схем и систем эксплуатации, которые не в полной мере отражают действительные условия.

Эксплуатация городских мостовых сооружений во многом определяется тем, что они являются элементами городской транспортно-коммунальной инфраструктуры и наиболее узким местом города, так как пропускают через себя транспорт и коммуникации с многочисленных проспектов, улиц, переулков целого района в одно линейное пространство.

Кроме того, городские мостовые сооружения в настоящее время переживают бурное увеличение интенсивности движения автотранспорта, его разнообразие и грузоподъемность, что ухудшает их состояние.

Практика эксплуатации мостовых сооружений показала, что основной агрессивной средой является вода, попадающая на элементы мостового сооружения с проезжей части и тротуаров (рис. 1.13). Защитный слой бетона в элементах железобетонных конструкций разрушается в течение 20-25 лет от воздействия городской окружающей среды. Если не проводить низкочастотные профилактические мероприятия, то коррозия арматуры может привести к полной деградации железобетонных конструкций и приблизит переход их в аварийное состояние через 40-45 лет (рис. 1.14).

Следует отметить, что эксплуатация городских мостовых сооружений в осенне-зимний период сопровождается: повышенным воздействием солевых растворов, что вызывает карбонизацию бетона; заметным температурным перепадам, что приводит к интенсивному развитию коррозионных процессов, особенно при наличии на мосту балластных трамвайных путей. Кроме того, с проезжей части

моста, при разрушении гидроизоляции, просачиваются в реки г. Харькова противогололёдные материалы, масла и другие агрессивные компоненты.

Как результат этого, видим нарушение нормативных требований к важнейшим, но не расчетным элементам мостов, таким как водоотвод, деформационные швы и, в особенности, гидроизоляция [5], традиционно пренебрежительное отношение к ним приводит к интенсивному развитию дефектов.

Ко всему прочему, особенностью городских мостовых сооружений является и то, что в большинстве своем они используются для концентрированного пропуска всех городских инженерных коммуникаций.

В подземном пространстве, у моста по берегам или под мостом (ниже поверхности грунта или дна водотока), могут находиться такие инженерные коммуникации и сооружения: тоннели метрополитена и городской канализации; водопроводы; ливнёвки; коллекторы кабельных каналов; конструктивные элементы перехвата воды с поверхности мостового сооружения и примыкающих улиц.



Рис.1.13 Фильтрация воды через монолитную и фасадную балки Купеческого моста г. Харькова

Воздействие этих коммуникаций, особенно нарушение конструктивных элементов перехвата воды, может привести к изменению состояния грунтовых массивов и характера работы фундамен-

тов опор мостов и всего сооружения в целом, а это, в свою очередь может привести к непредсказуемому разрушению мостового сооружения. Такая ситуация произошла на Алексеевском виадуке г. Харькова (рис.1.15).



Рис. 1.14 Разрушение фасадной балки с уменьшением ее высоты под тротуаром Купеческого моста г. Харькова

Эти особенности городских мостовых сооружений вызывает необходимость их учета, и определяют всю сложность обеспечения надежной эксплуатации таких сооружений. Пренебрежительное отношение к этим особенностям может привести к локальной техногенной катастрофе в городе, когда целые микрорайоны могут остаться без тепла, газа и электричества.

Существующая система эксплуатации городских мостовых сооружений имеет большие организационные проблемы [20]. В настоящее время, в большинстве случаев, эксплуатация городских мостов осуществляется коммунальными дорожными организациями, которые мостовые сооружения рассматривают как элемент дороги. При этом совсем не учитывают особенности их конструктивного решения, индивидуальность, а также сложность эксплуатации не только самого сооружения, но и коммуникаций, подвешенных к ним.

Городские дорожные организации, занятые ремонтом дорог уличной сети и внутриквартальных проездов, никогда не занимались вопросами образования специализированных структур по эксплуатации мостовых сооружений с учетом проходящих по ним коммуникаций, так как они находятся в собственности коммунального предприятия, которое не имеет специализированных организаций по их содержанию и ремонту.

Как собственники всего коммунального хозяйства города, его руководители очень часто выполняют проводку через мостовые сооружения коммуникаций теплотрасс, водопровода, газа (рис. 1.16), электросетей, в местах, где эти коммуникации удобнее и дешевле эксплуатировать, причем на свое усмотрение, без расчетов и в нарушение Государственных строительных норм. К примеру, две трубы теплотрассы $\varnothing 80\text{см}$ подвешивают к тротуарам (рис.1.17), рассчитанным на нагрузку только от пешеходов, монтируют кабели высокого напряжения (1000В), укладывают силовые или телефонные кабели под асфальтобетонным покрытием проезжей части (рис. 1.18) или под тротуарными плитами, которые для доступа к ним выполняются из отдельных элементов, что ухудшает водоотвод с тротуаров и увеличивает доступ воды к фасадным балкам.



Рис. 1.15 Обрушение грунта с разрушением коммуникаций у опоры №6 Алексеевского виадука в 1992 году

Отметим еще ряд недостатков эксплуатации и содержания городских мостовых сооружений:

в процессе ремонта дорог, дорожные организации накладывают новый слой покрытия на старый, увеличивая проектную толщину асфальтобетонного покрытия, что повышает собственный вес мостового сооружения и уменьшает его несущую способность;

водоотводные трубы, через которые должен осуществляться водоотвод, как правило, заасфальтированы, а агрессивная вода и грязь попадает на несущие конструкции мостового сооружения;

крепления массивных перильных ограждений (элементы архитектуры городских мостовых сооружений) со временем разрушаются, что может вызвать внезапное их обрушение;

в диафрагменных пролетных строениях закладные детали по объединению диафрагм в верхней их части находятся в экстремально агрессивных условиях. Если они полностью разрушены коррозией, то малейший боковой удар по повышенному ограждению или пригрузка тротуарными блоками может вызвать падение фасадной балки, что и произошло в г. Лозовой.



Рис. 1.16 Общий вид городского моста с газопроводом, который закреплен к аварийному тротуару

Все перечисленное, особенно самовольное размещение коммуникаций, снижает эксплуатационные возможности мостовых сооружений, может привести к неконтролируемой эксплуатации



Рис. 1.17 Харьковский мост (на Московском проспекте). Подвеска к тротуару двух труб теплотрассы



Рис.1.18 Нетеченский мост. Размещение 18 ниток городских телефонных кабелей под асфальтобетонным покрытием проезжей части

и вызвать разрушение моста вместе со всеми коммуникациями. Разрушение коммуникаций (газа, теплотрассы, электрокабелей) может привести к локальной техногенной катастрофе в городе.

Таким образом, управление эксплуатацией мостового хозяйства выходит за рамки их компетенции, требует подготовки специалистов, совершенствование структуры и квалификации кадров, учета территориальных особенностей, экологических влияний и техногенности, которая может быть вызвана нарушением экологии при неправильной эксплуатации коммуникаций.

Следовательно, решая вопросы обеспечения экологии и недопущения техногенных катастроф в результате отказа городских мостовых сооружений, необходимо каждое мостовое сооружение рассматривать индивидуально, с обязательной оценкой его фактического состояния и пригрузки коммуникациями, а при необходимости выполнять своевременный ремонт. Следует, в первую очередь, обеспечить безопасность движения автотранспортных средств и пешеходов, а во вторую очередь сохранить в целостности коммуникации, которые проходят по мостовым сооружениям или под ними, и поддерживать приемлемое экологическое состояние окружающей среды города. При эксплуатации мостового сооружения необходимо выполнять постоянный мониторинг мест расположения коммуникаций и оценивать влияние их на несущую способность пролетных строений и тротуаров.

1.7. Особенности системы мониторинга физического состояния городских мостов

Как отмечалось ранее, важнейшими особенностями городских мостовых сооружений являются [44]:

разнообразии временных нагрузок, необходимости пропуска по мостам всех видов городского транспорта, включая нагрузку от трамвая, оказывающего на мосты крайне негативное воздействие. Балластное устройство трамвайных путей, затрудняющее обеспечение бездефектной проезжей части на мосту, ко всему прочему, вызывает электрокоррозию конструктивных элементов сооружения. Кроме того, городские мосты, в отличие от мостов на автомагистралях, как правило, обеспечивают пропуск значительного числа пешеходов;

необходимость увязки и распределения транспортных потоков на сооружении и примыкающих к нему городских магистралей и улиц;

использование мостов для концентрированного пропуска городских инженерных коммуникаций, которые могут быть проложены в нарушение строительных норм.

Поэтому организация движения транспорта и пешеходов по городским мостовым сооружениям при выполнении работ по их содержанию, включающее и ремонтные работы, представляет собой весьма ответственную задачу, так как она связана с изменением традиционных маршрутов движения, переносом остановочных пунктов общественного транспорта, задержками в движении транспортных средств и пешеходов, осложнением экологической обстановки вблизи от зоны ремонтных работ.

Решая эту задачу применительно к каждому городскому мостовому сооружению при его эксплуатации или ремонте, можно наметить ряд принципиальных стратегий организации движения, решения вопросов с коммуникациями и на основании мониторинга сформулировать основные положения по организации ремонтных работ и возможности дорожного движения в наиболее характерных случаях [45].

Анализ фактического состояния мостовых сооружений позволил заметить тенденции их ухудшения и установить необходимость разработки путей совершенствования городской системы содержания и диагностики сооружений.

Прежде всего, эта система должна быть увязана с концепцией развития транспортной системы города и учитывать развитие коммуникаций коммунальных предприятий, а также влиять на содержание транспортных сооружений через гибкое финансирование и контроль качества работ (в том числе и контроль использования отпущенных средств, так как это бюджетные деньги). Это требование означает, что вначале надо иметь работоспособную Систему содержания, а затем решать задачи управления всеми компонентами этой системы.

Поэтому предлагается создать полноценное Управление по эксплуатации, ремонту и реконструкции мостов, так как эту систему можно внедрить только в специализированной организации. Управление необходимо укомплектовать кадрами по специальности

«Мосты и транспортные тоннели», специализированными средствами малой механизации и приборами для мониторинга физического состояния, и после этого выполнять ремонт несущих конструкций. При этом мостовое управление может быть и коммерческим, хотя мосты относятся к социальным объектам. Финансирование мостового управления из бюджета Городского Совета должно выполняться целенаправленно на мостовые сооружения, не отвлекая средства и людей мостового управления на ремонт дорог улично-дорожной сети.

Вторым важным направлением является пересмотр всей системы (подсистемы) сбора информации. Основными требованиями к сбору и обновлению информации может быть создание службы мониторинга и диагностики мостовых сооружений в Управлении по эксплуатации, ремонту и реконструкции мостовых сооружений. Для этого необходимо обеспечить:

- возможность автоматизации (формализации для решения прикладных задач;

- привлечение только специализированных организаций для сбора и обновления базы данных, что позволит повысить их достоверность;

- пересмотр и дополнение критериев оценки состояния с использованием коэффициентов значимости параметров;

- видоизменение базы данных о мостах, превратив ее из информационной в расчетную.

Важным звеном в управлении и регулировании является прогноз изменения их физического состояния. Причем здесь следует стремиться к повышению объективности прогноза, чтобы прогнозирование осуществлялось расчетным путем, а не экспертным. Эта задача будет решаться в будущем.

Третьим важным направлением является планирования и установление очередности ремонтных работ с учетом ранжирования (в порядке убывания значимости) по физическому износу конструкций [45, 137]:

- планирование затрат на содержание в условиях дефицита материальных и финансовых средств;

- возможность обоснования не только целесообразности ремонта и реконструкции, но и необходимого уровня содержания, по известным показателям долговечности.

Очень сложно, а часто и вовсе невозможно, ориентироваться на опыт Западной Европы во всех этих вопросах, т.к. современное состояние экономики Украины приводит к возникновению таких проблем, которых просто не существует в практике европейских стран.

Основной особенностью мониторинга является то, что он способствует регулированию процесса содержания сооружений, что и позволит сохранить мостовые сооружения в надлежащем состоянии. При этом необходимо изменить идеологию содержания мостовых сооружений, исходя из следующей концепции: «пока сооружение не начало разрушаться, необходимо своевременно его защитить от повреждений» [20]. Для создания автоматизированной системы необходимо провести паспортизацию сооружений и создать автоматизированный банк данных. В процессе эксплуатации следует соблюдать принцип экономической целесообразности при решении вопросов финансирования работ по содержанию и ремонту мостовых сооружений. Для этих целей в специализированных организациях необходимо выполнять не только мониторинг состояния сооружения, но и дифференцированно распределять средства, то есть регулировать финансирование в зависимости от принятой стратегии эксплуатации. Правильное содержание объекта предусматривает выполнение работ, относящихся, в первую очередь, к содержанию, к профилактике и планово предупредительным ремонтам, а потом к капитальным ремонтам или реконструкции. Такая постановка может быть выполнена при разных стратегиях эксплуатации. Схемы затрат должны соответствовать стратегиям эксплуатации - от так называемой «нулевой стратегии» (“Do Nothing” - ничего не делаем, то есть не вкладываем средств в сооружение после его строительства) до стратегии с полным использованием всей номенклатуры работ, т.е. реконструкция [137]. Наиболее распространена в нашей стране первая стратегия, когда на протяжении десятилетий мы ничего не делаем, мостовые сооружения просто «бросаются» на самоэксплуатацию.

Анализ затрат по различным стратегиям эксплуатации мостового сооружения на примере железобетонных пролетных строений показывает, что от объема и вида затрат можно прийти к различным показателям работоспособности и срока службы [137]. Например, уменьшение интервалов между профилактическими работами отодвигает срок выполнения ремонтных работ (увеличивается работо-

способность) и увеличивает соответственно общий срок службы. Так же увеличивает работоспособность и своевременное выполнение планово-предупредительных ремонтов, затраты на которые выше затрат по уходу и профилактике, но значительно ниже затрат на ремонт. Планово-предупредительные работы, в основном, относятся к замене гидроизоляции. Наибольший срок службы при наименьших затратах дают те стратегии эксплуатации, которые не предусматривают работ по капитальному ремонту.

Стратегия эксплуатации «без капитального ремонта», то есть без существенных капитальных затрат, является целью будущего, к которому мы сегодня не готовы пока из-за большого числа сооружений с «накопленным ремонтом». Сегодня мы находимся на переходном этапе (промежуточном) от плохого состояния мостового хозяйства к улучшенному состоянию. На этом переходном этапе очень важно постоянно отслеживать состояние сооружения и своевременно проводить необходимые планово-предупредительные ремонты проезжей части и водоотвода в достаточном объеме. В этом принципе «своевременности» и «достаточности» и заключается суть мониторинга содержания в предложенной Системе управления по сохранению мостовых сооружений.

Вторая особенность - измененная система оценки состояния сооружений.

Суть нового подхода - в многокритериальном анализе состояния. В качестве критериев используются, в первую очередь, показатели потребительских свойств сооружения - грузоподъемность, безопасность и долговечность. Кроме того, оценивается изменение первоначального состояния всех элементов с помощью показателя износа. В результате анализа оценка состояния конструкций и сооружения в целом представляется тремя показателями - категорией повреждения (5 эксплуатационных состояний). Второй показатель - это величина износа. По категории повреждения определяется вид воздействия и источник финансирования, а по величине износа - затраты на восстановление (особенно важно при планировании работ) [132]. Третий показатель – остаточный ресурс, позволяет планировать затраты на будущее.

Оценка состояния мостовых сооружений по показателю остаточного ресурса, выполняемая в соответствии с Государственными нормами [127], является на сегодня субъективным, а не объектив-

ным показателем. В частности, субъективно (на основании личного опыта обследователя) оцениваются:

наличие дефектов, снижающих срок службы сооружений или их несущих конструкций (качественная оценка);
количество (процент) элементов с дефектами;
распространенность дефектов.

В настоящее время отсутствуют официально принятые на государственном уровне критерии оценки, а они крайне необходимы, поскольку без них невозможно правильно спланировать работу на будущее. Сегодня оценку по остаточному сроку службы, все, кто обследуют мостовые сооружения, дают, опираясь только на свой личный опыт. Поэтому такая оценка часто имеет не совсем достоверные данные.

До сих пор отсутствует возможность получения обоснованных ответов на следующие вопросы:

1. Когда необходимо ограничивать грузоподъемность?
2. Как интенсивно развиваются дефекты?
3. На какой год планировать ремонт?
4. Сколько лет объект может эксплуатироваться после ремонта?
5. Каков фактический остаточный ресурс?

Используя субъективный подход, можно сказать, что реальный срок службы объектов остаются очень низким и повышается очень медленно.

Анализируя финансовую потребность мостового сектора дорожной отрасли, можно сделать два основных вывода:

1. Продление долговечности мостовых сооружений требует незначительного возрастания средств на их содержание (уход и ремонт гидроизоляции, водоотвода и деформационных швов); при этом появляется возможность существенного сокращения числа мостов, требующих перестройки, реконструкции и ремонта.

2. Социальный и экономический ущерб в связи с наличием в сети автомобильных дорог какого-то процента мостовых сооружений, состояние которых не соответствует предъявляемым к ним функциональным требованиям. В последнее время количество таких сооружений растет.

Следовательно, постоянный мониторинг физического состояния городских мостов необходим для продления реального срока

их службы, с концентрацией всех компонентов системы содержания в специализированном Управлении по эксплуатации, ремонту и реконструкции мостовых сооружений.

1.8. Концепция сохранения и развития мостовых сооружений г. Харькова

Неудовлетворительное состояние мостового хозяйства на улично-дорожной сети приводит к большим социально-экономическим потерям в г. Харькове [44]. Это заставляет пересмотреть сложившийся в прежние годы [31] подход к проблеме улучшения мостовых сооружений, определить желательные изменения в политике отрасли в области мостов, которая должна, в конечном счете, устранить указанные выше недостатки. Выработке нового взгляда на проблему совершенствования мостового хозяйства, определение, решение конкретных задач этой проблемы и посвящена Концепция сохранения и развития мостовых сооружений, которая базируется на нормативных документах [40, 123, 127, 26]. В частности, Концепция отражает такие важные составляющие проблемы совершенствования мостового хозяйства как формирование методической основы системы эксплуатации мостов и создание Системы управления эксплуатацией (управления состоянием, качеством, надежностью, финансами) на основе специализированных организаций.

Методология оценки состояния базируется на новых подходах и включает различные методы решения конкретных (частных) задач. К особенностям этой методологии можно отнести то, что она:

является многокритериальной – состояние необходимо оценивать не по одному показателю, а по совокупности показателей, что повышает достоверность оценки;

отражает изменение основных потребительских свойств сооружения (грузоподъемность, безопасность, долговечность и др.).

Концепция, базируясь на сохранении и развитии состояния мостовых сооружений на улично-дорожной сети города на современном этапе при ограниченном финансировании, предусматривает следующие цели:

улучшение состояния мостовых сооружений и обеспечение пользователю безопасных и комфортных условий движения при

дозволенных скоростях, установленных для каждой категории улицы;

изменение финансовой политики в области эксплуатации мостовых сооружений;

развитие стратегии эксплуатации мостовых сооружений на долгосрочный период, которая обеспечивается экономически сбалансированными техническими решениями на уровне отдельных элементов и конструкций в целом, что позволит сохранить сооружение для обеспечения его функционирования с достаточной надежностью.

Для решения поставленных целей необходимо решить следующие задачи:

изменить идеологию содержания мостовых сооружений, исходя из следующего: **«пока сооружение не начало разрушаться, необходимо своевременно его защитить от повреждений»**. Соблюдать принцип экономической целесообразности при решении вопросов финансирования работ по содержанию и ремонту мостовых сооружений;

создать специализированные организации по содержанию и ремонту мостовых сооружений, укомплектовать их кадрами и специализированными средствами механизации, инструментами и оборудованием. При этом не использовать эти организации для содержания и ремонта дорог, а финансирование выполнять целенаправленно на мостовые сооружения;

при изменении финансовой политики в области содержания и сохранения мостовых сооружений в условиях ограниченного финансирования предусмотреть:

а) существенное увеличение доли затрат на содержание;

б) перераспределение средств между работами, относящимися к содержанию (надзор, уход, профилактика, поточные ремонты) и работами по сохранению (планово-предупредительные работы);

в) сохранение принципа экономической целесообразности при решении вопросов финансирования работ по капитальному ремонту, исключив реконструкцию сооружений без экономического обоснования;

повышение срока службы сооружений после ремонта осуществлять за счет использования более долговечных, современных материалов и конструкций, за счет повышения качества работ и ор-

ганизации надлежащего контроля на всех этапах выполняемых работ (проектирование, строительство, эксплуатация);

повысить надежность всех элементов мостового полотна, как главного конструктивного элемента в сохранении от повреждения несущих конструкций;

ввести в практику проектировщиков технико-экономическую оценку полной стоимости проекта с учетом расходов на эксплуатацию. Предусмотреть оценку затрат в случае раннего выхода объекта из эксплуатации. Компенсацию затрат относить за счет виновных в этом. Это предопределяет закладку в проекты более долговечных материалов и тщательный контроль за соблюдением технологии выполнения работ;

в договорах с подрядчиками на строительные работы необходимо оговаривать гарантийный срок на качество работ и исправление брака по вине подрядчика за его счет на всех этапах эксплуатации;

решить вопрос разгрузки улично-дорожной сети города, которая пока не приспособлена для возросшего интенсивного движения, особенно тяжелых грузовых автомобилей;

выполнить паспортизацию всех мостовых сооружений.

Выполнение поставленных в Концепции задач поможет повысить надежность и сохранность мостовых сооружений города.

Учитывая изложенное **КОНЦЕПЦИЯ сохранения и развития мостовых сооружений** на современном этапе может быть сформулирована следующим образом.

В целях получения максимальных выгод для дорожной отрасли и народного хозяйства города, максимального вклада в стабилизацию и подъем национальной экономики, главный замысел Департамента строительства и дорожного хозяйства и КП Дорремстрой в улучшении мостовых сооружений на современном этапе должен заключаться:

1. В сохранении принципа экономической целесообразности при решении вопросов финансирования работ по содержанию, ремонту и реконструкции мостовых сооружений, не доводить сооружение до аварийного состояния. Исключить случаи реконструкции и капитального ремонта сооружений без экономического обоснования.

2. В изменении финансовой политики в области эксплуатации

мостовых сооружений, предусматривая:

- а) существенное увеличение затрат на содержание;
- б) разделение периода на два этапа – этап «наращивания» и этап «стабилизации» финансирования;
- в) перераспределение средств между работами, относящимися к содержанию (надзор, уход, профилактика, сохранения, планово-предупредительные работы).

Реализация указанной стратегии финансирования даст возможность подойти к планомерному последующему снижению средств на усовершенствование эксплуатируемых сооружений (подойти к экономическому росту), за счет чего будут высвобождены дополнительные средства Департамента строительства и дорожного хозяйства и КП Дорремстрой на расширение парка мостов или реконструкцию.

3. В постоянной работе структур Службы по эксплуатации мостовых сооружений в направлении повышения долговечности мостового полотна, имея в виду в первую очередь:

увеличение объемов работ по профилактике и планово-предупредительным ремонтам асфальтобетонного покрытия, гидроизоляции и водоотведения;

повышение качества строительных и ремонтных работ;

увеличение периода эксплуатации мостового полотна после ремонта (например, за счет использования более долговечных материалов и конструкций).

4. В обеспечении сохранности мостовых сооружений и безопасности движения по ним за счет:

а) повышения надежности элементов мостового полотна;

б) приведения габаритов мостовых сооружений, в первую очередь на основных уличных магистралях, к нормативным требованиям;

в) обеспечения расчетных скоростей движения;

г) защиты несущих конструкций и сохранения проектной грузоподъемности конструкций;

д) ограничения движения транспорта большой грузоподъемности по мостам на деревянных сваях центральной части города.

5. В реорганизации Системы Управления эксплуатацией мостовых сооружений, обеспечив:

а) создание при КП Дорремстрой специализированного мостового управления с комплектованием его профессиональными кадрами и специализированными механизмами по эксплуатации мостов;

б) получение более объективной информации о мостовых сооружениях, организовав в мостовом управлении службу мониторинга мостов, т.к. без этого невозможно принять правильное решение о стратегии эксплуатации;

в) организацию постоянно действующего контроля качества работ на всех этапах функционирования мостовых сооружений и, в первую очередь, на этапе строительства и ремонта.

Наиболее важное положение касается «смещения акцентов в сторону эксплуатации». Здесь наибольшую приоритетность в настоящее время должно иметь СОДЕРЖАНИЕ, позволяющее сохранить сооружение, которое включает:

усиление контроля за качеством проектирования строительства, ремонта и реконструкции сооружений, а также качеством покрытий;

повышение контроля за содержанием мостового полотна и мостового сооружения в целом, проведение мониторинга конструкций сооружения;

повышение внимания при планировании работ, относящихся к профилактике и планово-предупредительным работам, в первую очередь, улучшению состояния асфальтобетонного покрытия, гидроизоляции и водоотвода, сопряжения моста с подходами, а также укреплению конусов, откосов и берегов, что предопределяет сохранение мостового сооружения;

применение защитных материалов для замедления процесса старения бетона, а также различных полимерных покрытий для продления срока службы бетона и защиты металла;

придание архитектурной выразительности сооружениям на магистральных улицах города за счет использования различной окраски фасадов и перил, а также применения соответствующих конструкций перил, ограждений, столбов освещения.

С учетом ограниченности ресурсов и невозможности за короткий период времени отремонтировать все мостовые сооружения на улично-дорожной сети города, важное значение приобретает прио-

ритетность финансовых вложений в планово-предупредительные ремонты.

Важнейшим обстоятельством является существенная диспропорция между фактическими и требуемыми объемами ремонтных работ, сложившаяся за последние 15 лет, когда ресурсы на текущее содержание мостовых сооружений выделялись в недостаточном количестве. По существу система содержания сооружений в настоящее время вынуждена «догонять» нормативный график ремонтных работ, так как отремонтировать сразу все сооружения невозможно. Поэтому возник вопрос о создании перспективной Программы с необходимостью отбора мостовых сооружений для включения их в планы первоочередных объектов на основе экономико-социальных требований и возможностей.

При разработке Концепции сохранения и развития мостовых сооружений на улично-дорожной сети г. Харькова учтен опыт разработки совершенствования дорожного хозяйства в городе Львове [70] и Санкт-Петербурге [70], а также Концепции улучшения состояния мостовых сооружений в России [71].

В то же время следует учитывать то, что за счет увеличения объемов работ по содержанию и ремонту мостовых сооружений можно добиться пока лишь временного улучшения, поэтому необходимо менять идеологию их содержания.

Под «идеологией» следует понимать систему взглядов и идей, позволяющих дать инструмент для реализации одного из главных замыслов (концепции) – повышению внимания содержанию – на каждом этапе жизни сооружения [140].

Мостовое сооружение за свою жизнь проходит пять важнейших этапов функционирования.

Первый этап - построенное сооружение эксплуатируется какое-то время без снижения надежности. За этот период протекают основные длительные деформации (усадка и ползучесть), возрастает прочность бетона, нормально функционирует система водоотвода и не нарушается гидроизоляция у деформационных швов, водоотводных трубок, стоек ограждений и тротуаров. Вероятность безотказной работы несущих конструкций сохраняется на уровне, обеспечиваемом нормами [127] (например, для пролетных строений $P=0,9998$; индекс надежности равен 3,0). В указанный период за мостом осуществляется лишь уход, зависящий от количества и харак-

тера дефектов, допущенных во время строительства. Продолжительность этого периода зависит от качества строительства и составляет, к сожалению, пока, около 5 лет.

Второй этап эксплуатации характеризуется появлением и развитием внешних дефектов, связанных с фильтрацией воды по швам и телу бетона, которые могут вызывать коррозию бетона и арматуры. Появляются отказы в элементах, срок службы которых ниже, чем пролетных строений (асфальтобетонное покрытие, деформационные швы, система водоотвода, гидроизоляция...).

Продолжительность функционирования второго этапа для пролетного строения определяется временем, за которое вероятность безотказной работы пролетного строения снижается до 0,9984, а индекс надежности до 2,95. Это соответствует 8% снижению несущей способности конструкции в зависимости от типа конструкции и величины пролета. За указанный период за мостом ведется постоянный уход и периодические работы в рамках работ по содержанию. Продление этапа работоспособного состояния сооружения возможно при проведении планово-предупредительных работ, представляющих собой работы по восстановлению только наиболее поврежденных и утративших первоначальные функциональные задачи элементов (асфальтобетонного покрытия, элементов водоотвода, деформационных швов).

Первый и второй этапы эксплуатации должны составлять основной период жизни сооружения, в течение которого необходимо осуществлять содержание по сохранению первоначальных функций пролетных строений.

Третий этап эксплуатации, характеризующийся продолжением снижения индекса надежности до 2,43, означает, что дальнейшая эксплуатация моста по первоначальной схеме нежелательна, мост должен закрываться на ремонт мостового полотна поскольку функциональная задача гидроизоляции и асфальтобетонного покрытия оказалась исчерпанной [5]. Если выполнение ремонта задерживается и по каким-то причинам должно быть перенесено на более поздний срок, дальнейшая эксплуатация моста возможна лишь при пересмотре условий водоотвода и ямочного ремонта со значительными ограничениями.

Четвертый этап эксплуатации мостового сооружения, характеризующийся снижением индекса надежности до 2,05, может

осуществляться по двум вариантам. Первый из них, когда не производится ремонт, а осуществляется временная эксплуатация, характеризуется двумя факторами:

наличием в конструкциях, и, в первую очередь, в пролетных строениях и опорах, дефектов, значительно снижающих их несущую способность и грузоподъемность;

введением ограничений по массе транспортного средства, которое может безопасно двигаться по мосту в неконтролируемом режиме, и необходимым периодическим последующим снижением грузоподъемности.

Второй вариант эксплуатации – функционирование сооружения после капитального ремонта, в результате которого устранены все повреждения.

Пятый этап эксплуатации сооружение без капитального ремонта, характеризующийся снижением индекса надежности до 1,7, означает, что дальнейшая эксплуатация моста невозможна. Требуется ограничение движения по мосту или мостовое сооружение закрывается. Следовательно, необходимо срочно выполнить капитальный ремонт, реконструкцию или заменить все сооружение. При этом показатель ремонтпригодности может быть определен с учетом двух факторов:

- экономической целесообразности (экономический критерий срока службы);

- технической возможности, фиксирующей достигнутые уровни восстановления.

Однако возможен процесс возобновления надежности сооружения значительно ранее.

Выполнение ремонта, который возвращает элемент из низшего дискретного состояния в высший, отвечающий новым физико-механическим свойствам элементов, позволит увеличить или восстановить надежность сооружения.

Приведенная «Идеология содержания» послужила основанием для изменения классификации работ по содержанию, разделив их на нормативный уход (уход), сверхнормативный уход (профилактику) и на специальные работы по содержанию, т.е. планово-предупредительный ремонт.

Только за счет мероприятий, осуществляемых при содержании, можно увеличить работоспособность сооружений с 25 лет (сегодняшний уровень) до 40-70 лет.

1.9. К реорганизации дорожной отрасли Украины

В настоящее время мостовые сооружения на всех автомобильных дорогах Украины брошены на выживание. Подавляющее большинство мостов – железобетонные.

Какие же факторы больше всего влияют на уменьшение долговечности железобетонных мостов? По нашему мнению, это несовершенная система эксплуатации мостовых сооружений и небрежное отношение к элементам мостового полотна.

За последние годы, в результате ухудшения условий эксплуатации и выхода из строя гидроизоляции, процесс разрушения железобетонных мостов ускорился. По данным областных эксплуатационных организаций, количество мостов, состояние которых не соответствует нормальным условиям эксплуатации и требующих капитального ремонта или реконструкции, в 1996г. составляло 220. По состоянию на начало 2001 г. количество таких мостов увеличилось до 330 и в 2004г. уже составляла 428 [48, 88].

Существующая структура управления в дорожной отрасли с точки зрения менеджмента относится к иерархической и линейно-функциональной.

Анализ показывает, что иерархическая линейно-функциональная структура эффективна в тех организациях, которые имеют ограниченную номенклатуру услуг, постоянно повторяющихся одних и тех же работ. Однако спектр услуг может значительно расширяться, тогда достижения стабильности для обеспечения своего функционирования может быть получено за счет решения стандартных управленческих задач. Поэтому, если дорожной организации увеличить номенклатуру услуг при эксплуатации мостов, тем более за пределами профессиональной подготовки, когда они выходят за стандартные управленческие задачи по эксплуатации дорог, то линейно-функциональная структура управления не будет срабатывать.

Таким образом, эксплуатация мостов в структуре дорожного управления была и есть на очень низком уровне в связи с низким

уровнем профессионализма и отсутствия специализированных механизмов.

Если исходить из классического менеджмента, то при эксплуатации мостов не профессионалами мостовой специальности на всех уровнях, не будет нормально организована и спланирована работа по их содержанию, тем более при отсутствии механизмов и устройств не будет и мотивации ее выполнения.

Такая система эксплуатации мостов существовала ранее, когда было более-менее нормальное финансирование, но она не давала реальных результатов и надзор за несущими конструкциями был минимальный, что и привело к такому их катастрофическому состоянию. Мониторинг мостовых сооружений не выполнялся, единственной информацией о состоянии мостовых сооружений была информация, которую получали дорожные организации от специализированных научно-исследовательских учреждений, таких, как отраслевая научно-исследовательская лаборатория кафедры мостов, конструкций и строительной механики ХНАДУ или других специализированных центров. Эта работа выполнялась по заданию Отдела эксплуатации дорог Службы автомобильных дорог в Харьковской области, а также Департамента строительства и дорожного хозяйства г. Харькова. Если информация не содержала выводов об аварийности, то все остальные замечания и рекомендации оставались без внимания и с годами накапливались. И все же, при отсутствии специализированных мостовых организаций, которые могли бы решать несколько задач (наблюдение, диагностика, текущий ремонт и т.п.), можно было бы работы по эксплуатации мостовых сооружений в дорожных организациях минимизировать. Для этого в райатодорах и дорожно-эксплуатационных предприятиях должна быть должность мастера по эксплуатации мостовых сооружений, который не должен быть занят эксплуатацией дорог, и финансирование ремонта моста должно быть больше 4% от общего объема дорожных работ.

Таким образом, в существующей системе управления эксплуатацией мостовых сооружений [1] наблюдается недостаточный учет уровня специализации и концентрации по эксплуатации мостов на автомобильных дорогах. При этом сложность конструктивного решения мостовых сооружений и сложность эксплуатации, которая выходит за рамки профессиональной подготовки дорожных специа-

листов, структуры и квалификационного состава кадров, территориальных особенностей, экологических воздействий, приводит к значительному снижению эффективности организации управления и ухудшению технического состояния мостовых сооружений.

Кроме того, в существующей структуре управления есть место отставания теории формирования организационных структур (то есть в основном велись научные исследования по разработке методических вопросов теории управления, а методам построения организационных структур уделялось недостаточного внимания). Это не всегда обеспечивало получение эффективных организационных решений. Трудности структур менеджмента обусловлены еще и тем, что на практике не всегда обеспечивалась нормальная связь процесса и организационной структуры управления, а также их синтез на разных уровнях иерархии [120].

Отраслевой НИЛ при кафедре мостов конструкций, строительной механики на протяжении большого количества лет проводились обследования и испытания мостовых сооружений. При этом имеется достаточно подробная информация о состоянии мостов г. Харькова и Харьковской области. На основании научного анализа работ, фактического состояния мостовых сооружений и банка данных многолетних обследований сотрудники кафедры разработали Концепцию сохранения и развития мостовых сооружений г. Харькова. Кроме того, по заданию Министерства образования и науки Украины были разработаны Мероприятия по увеличению надежности и долговечности мостовых сооружений.

Уже доказано, что долговечность мостов зависит, в основном, от долговечности мостового полотна, как наиболее уязвимого элемента мостовых сооружений. Государственными Нормами установлено, что асфальтобетонное покрытие на мостах имеет срок службы 7 лет. Однако фактически его ремонтируют в ходе ремонта дорог. При значительных полях повреждений дорожной одежды при ремонте сверху накладываются новые слои покрытия, которые увеличивают собственный вес сооружения, а гидроизоляция не восстанавливается. Однако по своим свойствам и условиям работы, а также составу асфальтобетонное покрытие на мосту и на дороге должны быть различными. На кафедре технологии дорожно-строительных материалов и кафедре строительства и эксплуатации автомобильных дорог этот вопрос уже отработан, но практически

не востребован, так как эксплуатацией мостов занимаются дорожные организации и ремонт выполняется дорожным асфальтобетоном. Поэтому назрел вопрос о создании специализированных мостовых управлений при Облавтодорах, которые должны постоянно вести нормальную эксплуатацию и осуществлять ремонт мостовых сооружений.

Таким образом, для сохранения мостовых сооружений необходимо в процессе реорганизации дорожной отрасли предусмотреть создание специализированных мостовых управлений, которые будут заниматься эксплуатацией и ремонтом мостовых сооружений, как самых узких мест элемента автомобильной дороги.

ГЛАВА 2 НОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ

2.1. Новые решения по комплексному водоотводу с пролетных строений мостов

Состояние пролетных строений и их отдельных элементов вносит основную долю в повышение или снижение эксплуатационной надежности мостовых сооружений. При этом при обследовании мостов необходимо учитывать, что пролетные строения представляют собой систему, состоящую из ряда элементов (главных балок, плит, комплекса элементов мостового полотна). Повышение долговечности и эксплуатационных показателей любого из элементов данной системы положительно скажется на ее надежности в целом.

По данным многолетних обследований сооружений, выполненных ОНИЛ кафедры мостов ХАДИ [103], были отмечены факторы (дефекты), существенно снижающие долговечность мостов: необеспеченность комплексного водоотвода (у 70% обследованных сооружений); снижение функциональности гидроизоляции и слоев покрытия; разрушения в зонах деформационных швов. Вопросами повышения надежности элементов мостового полотна, организации системы водоотвода, усовершенствования конструктивных решений пролетных строений занимаются ученые различных стран мира. Особенно актуальными стали научно-практические исследования в этой области в связи с наличием большого числа железобетонных сборных мостов на автомобильных дорогах разных стран, достигших возраста 50-60 лет. Для обеспечения водоотвода с проезжей части специалистами рекомендуется применять продольный уклон не менее 6‰. Минимальные значения поперечных уклонов предлагается назначать 20‰ - на проезжей части, 30-40‰ - на пешеходных тротуарах; рекомендованный поперечный уклон проезжей части должен быть 25‰. При этом лучшими считаются схемы с односторонним уклоном. В последние десятилетия спорным стал вопрос устройства элементов водоотвода в виде только водоотводных трубок, поскольку при отсутствии постоянного наблюдения за их состоянием места установки превращаются в источник накопления грязи и мусора на проезжей части [7, 36]. Кроме того, в проектных

решениях на протяжении многих лет не предлагалась схема дальнейшего отвода поверхностной воды за пределы сооружения с применением специальных коллекторов. Без таких решений вода из трубок попадает прямиком на элементы несущих конструкций, что приводит к повреждениям бетона и арматуры. Одним из видов современного поверхностного водоотвода является устройство специальных лотков вдоль тротуарных блоков, бордюров или разделительных полос и систем коллекторов, отводящих собранную воду за пределы несущих элементов (рис.2.1-2.3). Трубы для отвода воды выполняют из модифицированной пластмассы или металла; они должны иметь специальную конфигурацию для очистки и замены отдельных частей (колен) с перегибами под углами более 90° (рис.2.1). Организация таких схем водоотвода требует индивидуального решения, учитывающего как конструктивные особенности сооружения, так и климатические условия района строительства [36]. Обязательным условием успешного функционирования лотков и труб является своевременная их очистка от грязи и наносов. Опыт применения горизонтальных лотков на мостах показал, что для движения по ним смеси песка и воды необходим продольный уклон не менее 10%, что конструктивно тяжело осуществить. Относительно новым конструктивным решением последних 30 лет можно считать пародренажные системы отвода конденсата из середины конструкции дорожной одежды при помощи водопоглощающих материалов.

При этом для шероховатой неровной поверхности гидроизоляции предпочтительно применять сплошной нетканый материал, а при ровной поверхности - нетканый материал с отверстиями. Одними из первых пародренажных систем (Болгария) были системы из двух независимых пародренажных слоёв, расположенных над и под слоем гидроизоляции; нижняя система из перекрещивающихся синтетических лент на негниющей основе с шагом 2,5-3м. Из мест пересечения вода и конденсат отводятся за пределы конструкции через поливинилхлоридные трубки диаметром 40мм [99]. Возможны варианты сброса конденсата как с верхней поверхности гидроизоляции, так и из-под неё (рис.2.4-2.6).

Запатентованы решения по укладке поверх слоя гидроизоляции нетканого водоотводящего материала, адсорбирующего влагу,

которая затем удаляется через трубки малого диаметра, установленные в определенных местах (рис. 2.2, 2.3). Подобные системы

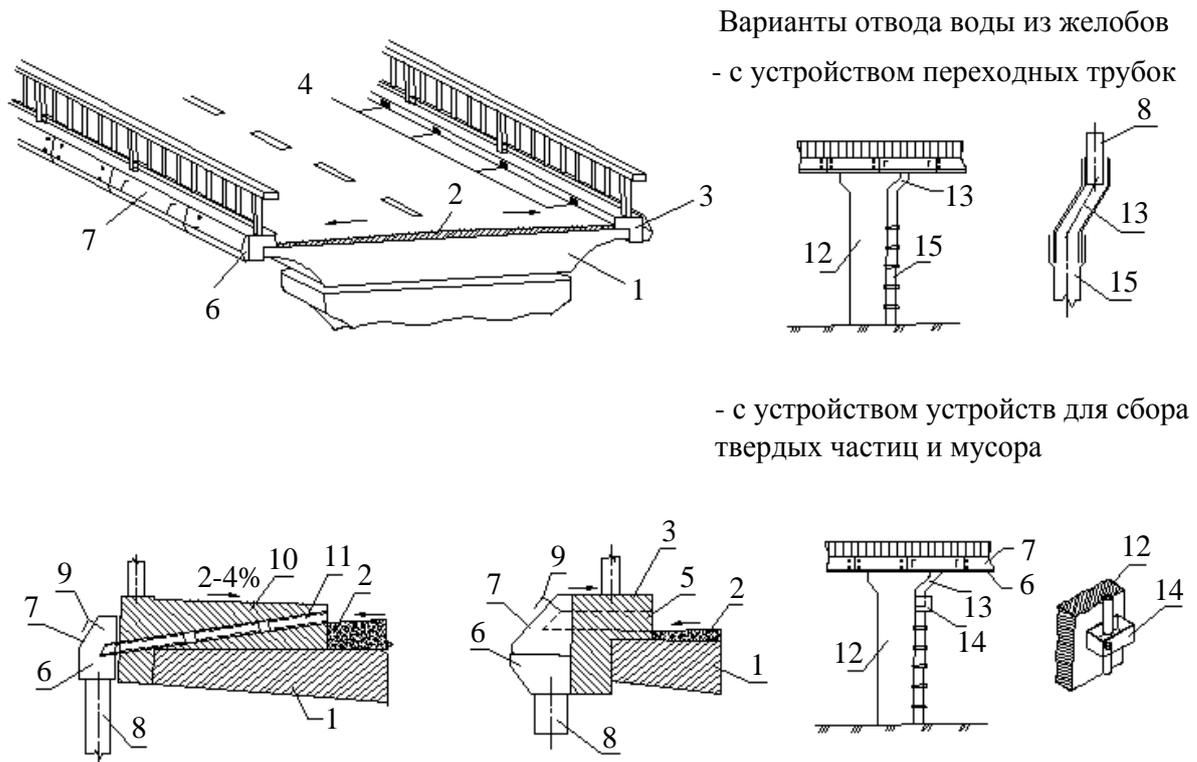


Рис. 2.1. Схемы современного водоотвода от несущих элементов мостов: 1 – плита пролетного строения; 2 – дорожная одежда проезжей части; 3 – парапет (карнизный блок); 4 – водоприемные отверстия; 5 – водоотводные трубки; 6 – водоотводный желоб; 7 – откидная поверхность для возможной очистки желоба; 8 – водосточная труба; 9 – замок; 10 – тротуар; 11 – коллектор для сбора и отвода воды с поверхности проезжей части; 12 – опора; 13 – переходная трубка из гибкого материала; 14 – устройство (короб) для сбора твердых частиц и мусора; 15 – водосточная трубка

получили развитие и в настоящее время применяются, в том числе и в виде разработок СоюздорНИИ [111] с устройством внутри конструкции дорожной одежды дренажных каналов, заполняемых специальными смесями, собирающими влагу (рис.2.6). В системах внутреннего дренажа различных стран в большинстве случаев применяют смеси ноу-хау или защищенные патентами. Действующие нормы Украины также предусматривают устройство пародренажных систем в конструкциях дорожных одежд мостов (рис.2.5).

Актуальным является применение дренажных систем при устройстве гидроизоляции и покрытия из литых высокотемпературных асфальтобетонных смесей.

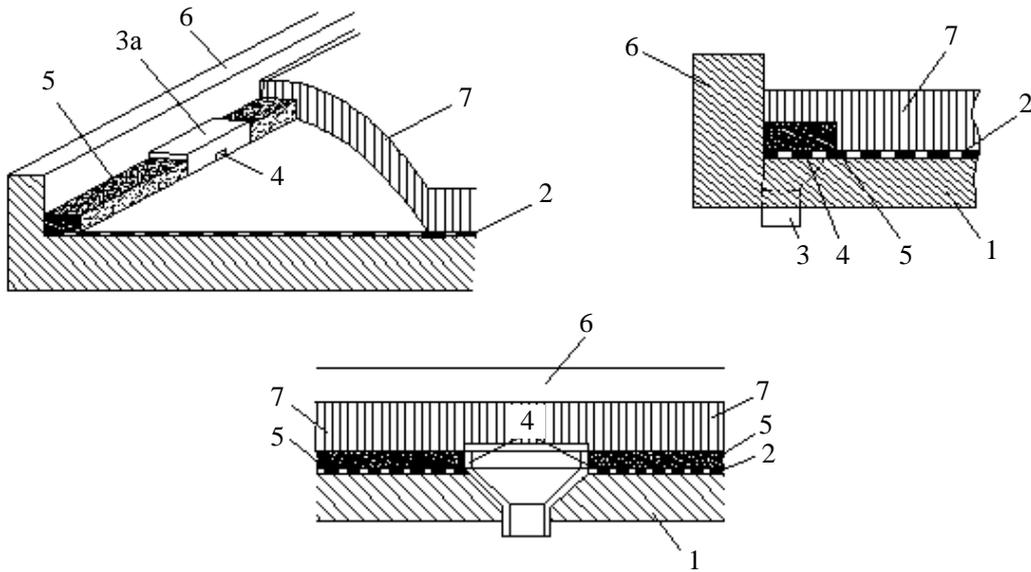


Рис.2.2. Использование дренажных сеток в зонах бордюров: 1 – плита пролетного строения; 2 – гидроизоляция из листового полимерного материала; 3 – литая металлическая трубка; 3а – заглушка водоотводной трубки; 4 – отверстия; 5 – дренаж из тканых или нетканых сеток в виде полос; 6 – колесоотбойный элемент; 7 – покрытия из горячей асфальтобетонной смеси

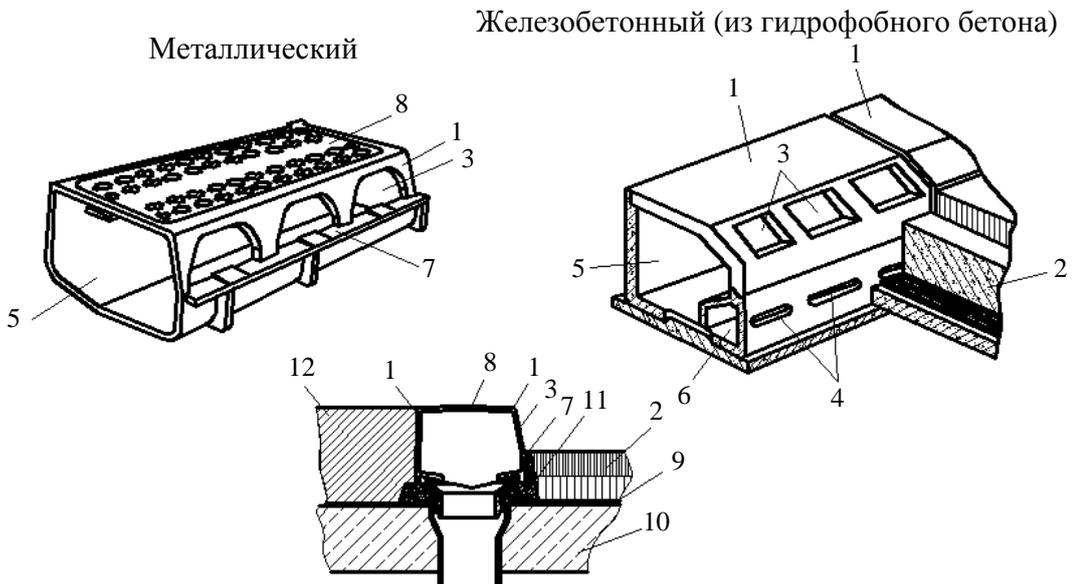
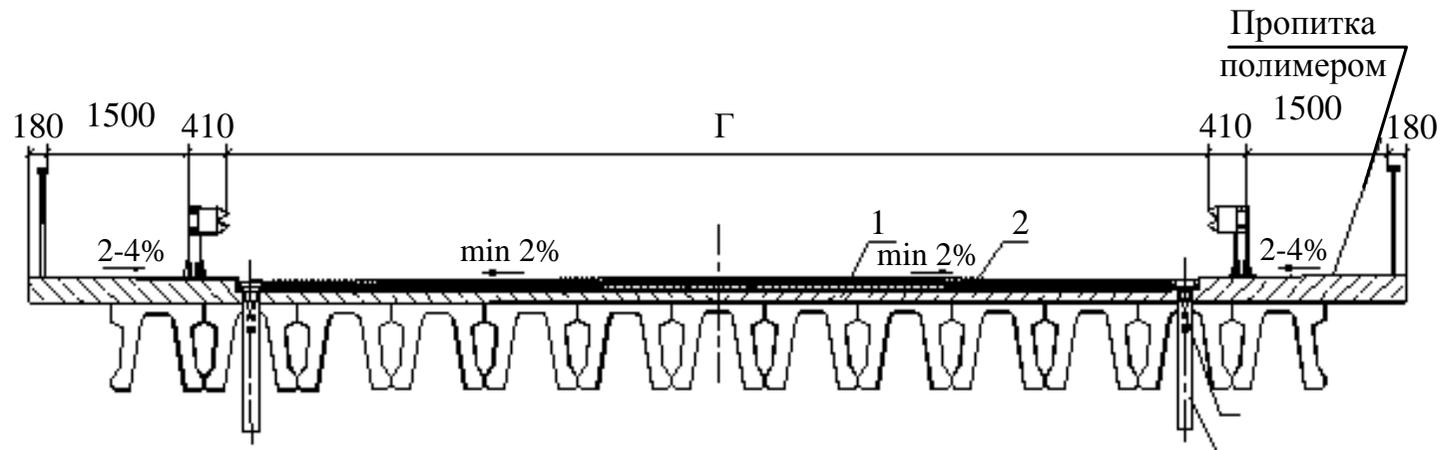


Рис. 2.3. Конструкции специальных элементов с отверстиями и каналами для сброса воды вблизи бордюров, в том числе и внутри дорожной одежды: 1 – элементы бордюра; 2 – дорожная одежда проезжей части; 3 – отверстия для отвода поверхностной воды; 4 – нижние отверстия для отвода капиллярной воды; 5 – дренажный канал для отвода поверхностной воды; 6 – дренажный канал для отвода влаги с середины дорожной одежды; 7 – фиксирующая планка; 8 – решетка; 9 – гидроизоляция; 10 – плита; 11 – герметик; 12 – тротуар



Размещения водоотводных и дренажных трубок

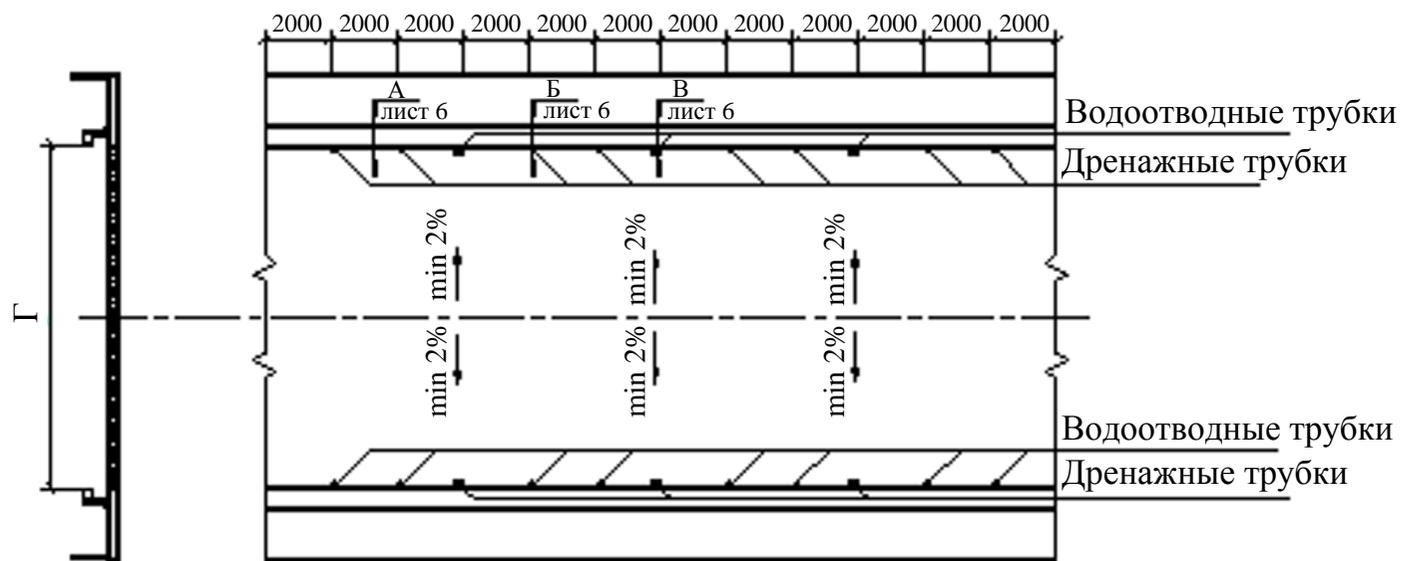
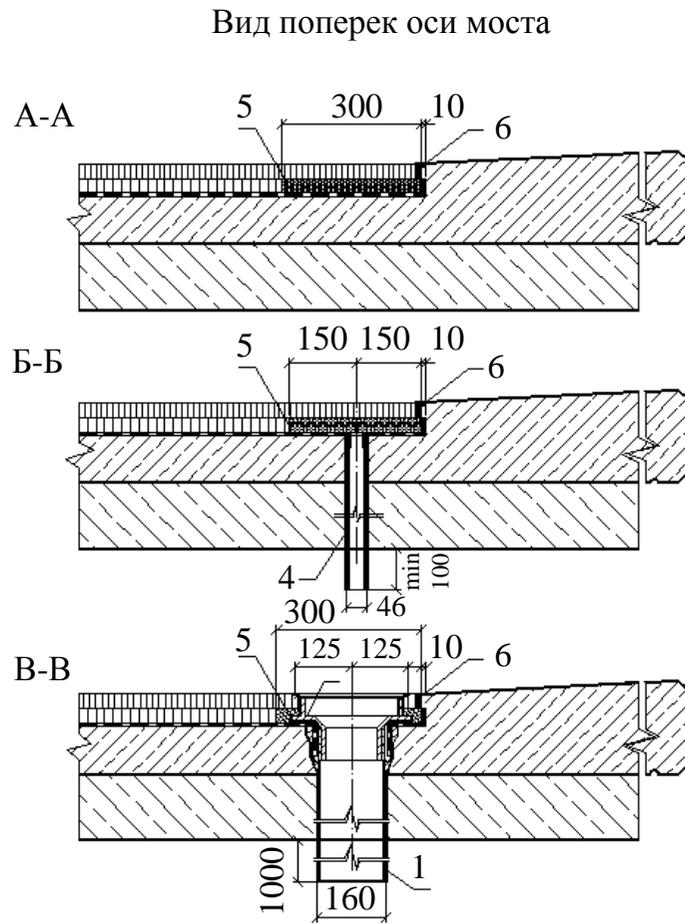
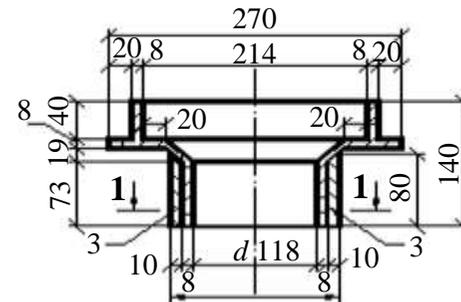


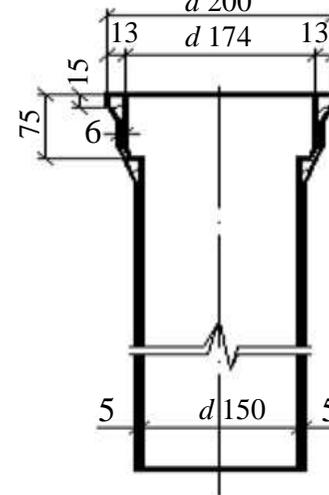
Рис. 2.4. Схема организации уклонов и расстановки водоотводных и дренажных трубок на пролетном строении:
 1 - монолитная накладная плита; 2 - дорожная одежда проезжей части; 3 - дренажная трубка; 4 - водосточная трубка



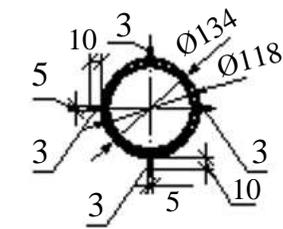
Воронка водоотводящей трубки



Труба водоотводящей трубки



1-1



Дренажная трубка

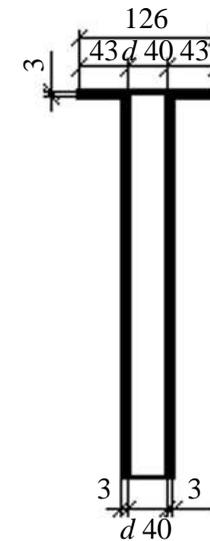


Рис. 2.5. Схема установки водоотводных и дренажных трубок на пролетном строении при монолитных тротуарах: 1 – труба водоотводящей трубки; 2 – воронка водоотводящей трубки; 3 – металлическая планка; 4 – дренажная трубка; 5 – дренаж; 6 – битумная мастика

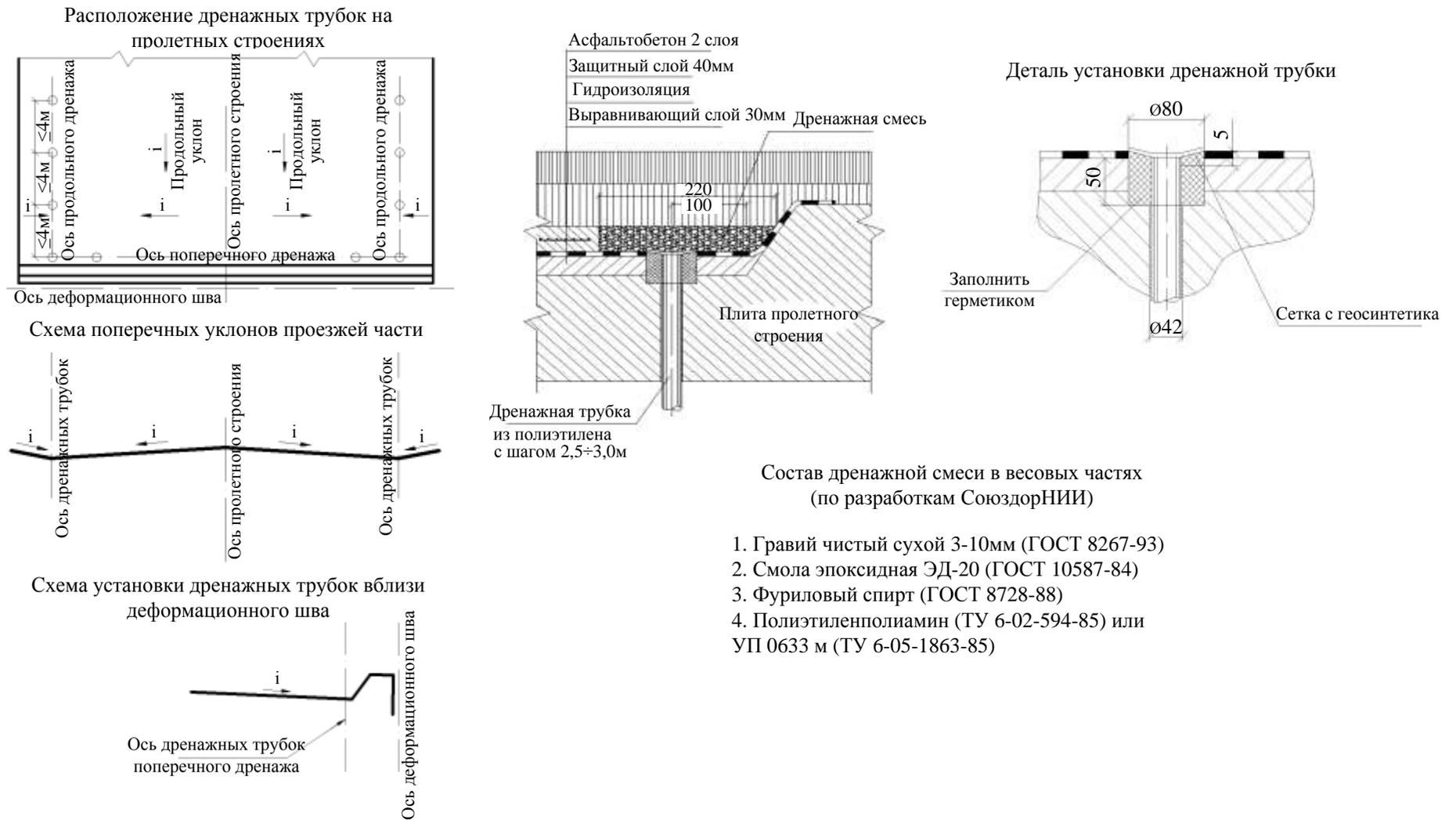


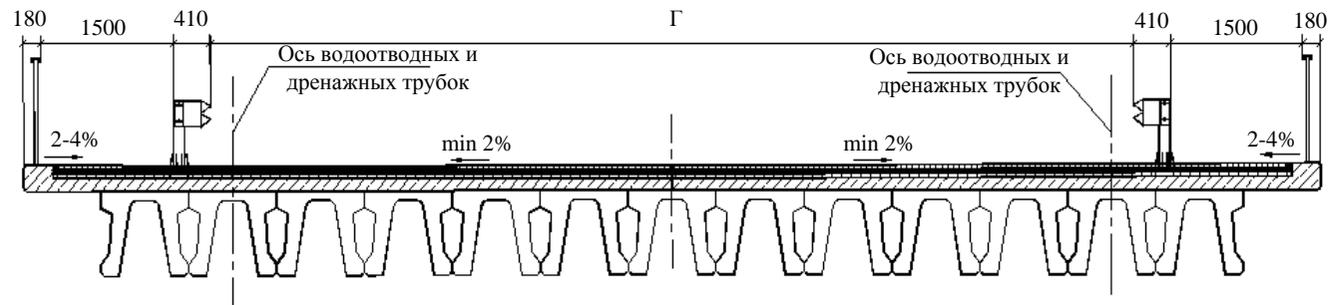
Рис. 2.6. Вариант установки дренажных трубок

2.2. Новые решения по совершенствованию зон тротуаров мостов и гидроизоляции

Зоны тротуаров автодорожных и городских мостов при использовании сборных железобетонных блоков из-за большого числа стыков являются проблемными (с точки зрения их ремонтпригодности, а также интенсивного протекания воды и грязи к крайним несущим элементам пролетных строений) [7,36,139]. Анализ проектных решений показывает, что в передовых европейских странах уже много лет применяют монолитные конструкции тротуаров с комплексным решением парапетов, барьеров безопасности и водоотвода. При этом используются преимущественно два метода укладки бетонной смеси: 1-метод вибрационной укладки в перемещающейся опалубке; 2- метод выдавливания материала в форму (пресс-машинами).

Наиболее универсальными являются машины фирмы «GOMACO», «Power Cubers», «Curbmaster» и др. В последние годы «Укравтодор» требует выполнения своего распоряжения о необходимости устройства монолитных тротуаров и замене сборных тротуаров на монолитные в процессе реконструкции мостовых сооружений. При этом одновременно решаются вопросы обеспечения необходимых уклонов для организованного водоотвода в этих зонах. Определенные сложности при этом вызывает отсутствие современных отечественных машин для выполнения таких работ.

При выполнении монолитных тротуаров эффективным может быть применение специальных тканых сеток типа TENAX RF, RF2, C-FLEX для дополнительного армирования бетона. Особенность подобных сеток состоит в том, что они химически инертны, имеют повышенную гибкость и прочность благодаря ориентации волокон в двух направлениях в процессе их изготовления [7]. Большое значение в повышении защитных функций мостового полотна имеет герметизация стыков отдельных элементов (стоек ограждений, креплений опор освещения, примыканий бордюрных блоков к покрытию и т.д). В таких местах применяются герметики в виде мастик или лент специального состава, в основном, на битумно-полимерной основе (рис. 2.7)



Варианты устройства гидроизоляции вблизи стоек барьерного ограждения

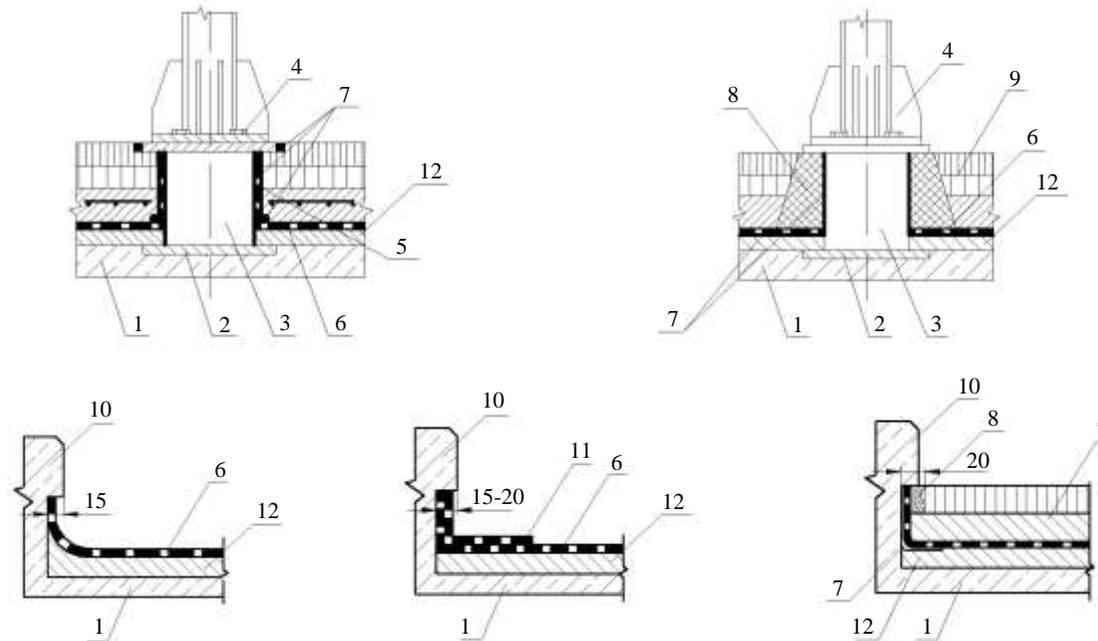


Рис. 2.7. Герметизация участков стыков деталей мостового полотна мастиками специального состава или лентами герметика: 1– поверхность плиты пролетного строения; 2 – закладная деталь; 3 – металлический цоколь; 4 – стойка барьерного ограждения; 5 – гидроизоляция цоколя; 6 – гидроизоляция проезжей части; 7 – мастика; 8 – специальный герметик; 9 – дорожная одежда; 10 – монолитный колесоотбойный брус или парапет; 11 – дополнительная полоса изоляции; 12 – выравнивающий слой

Особое внимание при строительстве новых сооружений и реконструкции существующих следует уделять качеству гидроизоляции, так как этот элемент призван обеспечивать водонепроницаемость мостового полотна, находится внутри конструкции дорожной одежды и при его отказе требуются значительные материальные затраты на его восстановление. В Украине состояние гидроизоляции мостовых сооружений и дорожной одежды в целом уже на протяжении многих лет вызывает озабоченность специалистов. Данные интерактивного опроса (рис.2.8) показывают, что в большинстве областей Украины гидроизоляция мостов не обеспечивает защитных функций и нуждается в усовершенствовании [5]. Анализ и обобщение данных о наиболее распространенных материалах для гидроизоляции железобетонных мостов позволяет разделить их на рулонные, обмазочные и проникающего действия (кристаллизационные). Учитывая технологические и конструктивные особенности слоя гидроизоляции в конструкции дорожной одежды мостовых сооружений, можно предложить схему-классификацию вариантов гидрозащиты пролетных строений (рис.2.9). В схеме учтены все конструктивные варианты устройства слоя гидроизоляции в его взаимодействии со смежными слоями.

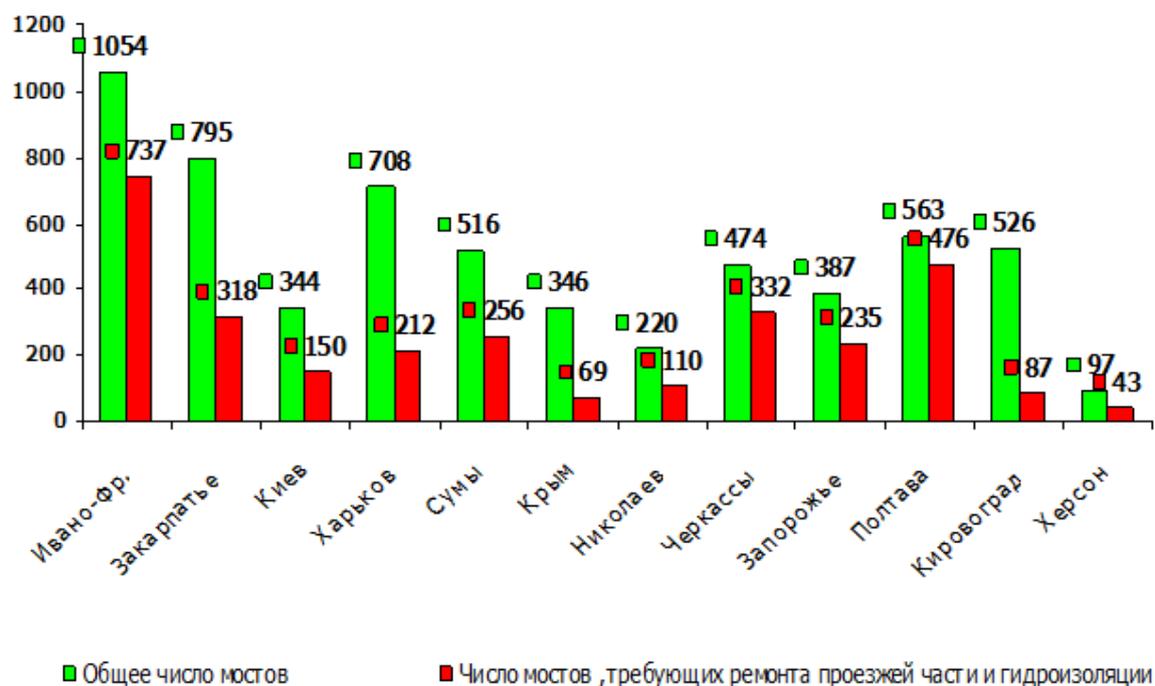


Рис. 2.8. Состояние проезжей части и гидроизоляции мостов в некоторых областях Украины

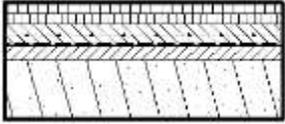
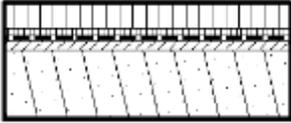
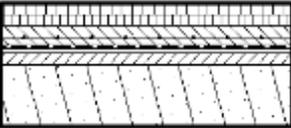
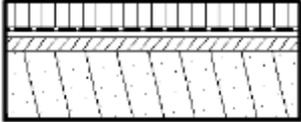
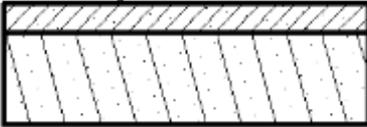
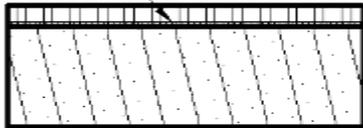
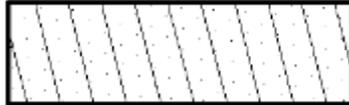
1. Конструкция из нескольких слоев, объединенных между собой и с пролетным строением для совместной работы	<p>а</p>  <p>- с устройством комплекса слоев: выравнивающего слоя, слоя гидроизоляции, защитного слоя и слоев покрытия</p>	<p>б</p>  <p>- облегченная: функции двух или нескольких слоев выполняет один слой усовершенствованной конструкции или улучшенного состава</p>
2. Конструкция из нескольких слоев с разъединением некоторых из них для обеспечения возможностей сдвига	<p>а</p>  <p>- с устройством комплекса слоев</p>	<p>б</p>  <p>- облегченная.</p>
3. Конструкция с паровоздушным дренажем	 <p>Слои снятия давления пара устраиваются как над слоем гидроизоляции, так и под ним. Возможно устройства специальной системы сброса конденсата</p>	
4. Однослойная гидроизоляция	<p>а - бетон с добавками, повышающими водонепроницаемость</p> 	<p>б - мембрана с тонким защитным жестким слоем</p> 
5. Без устройства специальных слоев	<p>а - бетон с пропиткой</p> 	<p>б - водонепроницаемый бетон</p> 

Рис. 2.9. Схема-классификация принципиальных конструктивных решений гидроизоляции мостовых сооружений [5, 36]

Выбор материалов для гидроизоляционной защиты пролетных строений является ответственной частью комплексной задачи конструирования мостового полотна, которая включает решение вопросов организации водоотвода с проезжей части и тротуаров, устройства герметичных деформационных швов, проектирования дренажа, разработку конструктивного решения дорожной одежды и собственно гидроизоляции. К сожалению, в настоящее время в Украине отсутствует стандарт на терминологию проектирования и строительства мостов. Поэтому определение «гидроизоляция» может подразумевать и конструктивный слой, и систему слоев, и весь комплекс слоев дорожной одежды, и технологический процесс. Разработка и внедрение ДСТУ на термины и определения в мостостроении, по нашему мнению, весьма актуальны.

Актуальным остается вопрос совершенствования методик и оборудования для проведения испытаний гидроизоляционных материалов в соответствии с реальными условиями работы этих материалов в комплексе гидрозащиты пролетных строений [2,4,5,94-96,139]. Разработка специалистами ХНАДУ ведомственных строительных норм ВБН В.2.3-218-197-2005 «Споруди транспорту. Проектування та влаштування гідроізоляції залізобетонних мостових споруд» [125] были шагом в направлении повышения долговечности гидроизоляции дорожных одежд пролетных строений мостов. В нормах были расширены и дифференцированы требования к материалам для гидроизоляции мостов с учетом особенностей их работы в различных климатических условиях под действием временных нагрузок и технологических особенностей устройства дорожной одежды мостов. Так, были предложены некоторые требования и критерии для их учета на этапах выбора материалов для гидроизоляции автодорожных мостов. В частности, указывается, что:

материалы для гидроизоляции проезжей части должны иметь заключение аккредитованной испытательной лаборатории по их пригодности для гидроизоляции мостовых сооружений;

характеристики материалов для гидроизоляции проезжей части мостов должны обеспечить:

водонепроницаемость по всей поверхности под действием статического давления воды (0,1 МПа в течение 72 часов);

водонепроницаемость под действием динамического воздействия воды (1000 воздействий при давлении 0,5 МПа);

водопоглощение в течение 24 часов не более 1% по массе;
устойчивость к долгосрочному водопоглощению (водопоглощение в течение 30 суток не более 5% по массе);

способность выдерживать циклы замораживания-оттаивания без потери основных свойств (после 15 циклов замораживания-оттаивания показатели водонепроницаемости, адгезии к бетону, относительного удлинения при разрыве при отрицательных температурах и способности выдерживать раскрытие трещин не должны быть ниже нормативных значений);

устойчивость к агрессивному воздействию химических соединений, присутствующих в маслах, дизельном топливе, бензине, а также хлоридов магния, натрия, кальция и других материалов, которые используются дорожно-эксплуатационными организациями для борьбы с зимней скользкостью (отсутствие повреждений оплошности после выдержки в соответствующей среде в течении 30 суток; уменьшение массы при этом не должно превышать 1,5%);

устойчивость к действию щелочей (отсутствие повреждений после выдержки в течение 30 суток в щелочной среде с показателем рН не менее чем 13; уменьшение массы при этом не должно превышать 1,5%);

устойчивость к одиночным сверхнормативным нагрузкам в случае применения специальной строительной техники при выполнении работ по устройству гидроизоляции и последующих слоев дорожной одежды (после прохождения техники не должно быть повреждений цельности слоя гидроизоляции);

устойчивость к статическому продавливанию стальным шариком диаметром 10 мм под действием усилия 245 Н;

устойчивость к тепловым воздействиям в случаях укладки горячих или литых асфальтобетонных смесей непосредственно на слой гидроизоляционного материала (гидроизоляционный материал не должен терять водонепроницаемость после моделировании условий устройства защитного слоя или слоя покрытия проезжей части с горячей или литой асфальтобетонной смеси);

устойчивость к образованию пузырей (при циклическом нагреве влажного бетона с нанесенной гидроизоляцией и его остывании под слоем гидроизоляции не должны образовываться волдыри);

материалы, которые образуют пленку или слой на изолируемой поверхности, должны обеспечивать:

способность выдерживать раскрытие трещин в эксплуатационном диапазоне температур: статических - до 2 мм и динамических до - 0,3 мм;

прочность сцепления с поверхностью, которая изолируется, под действием сдвигающих усилий (сцепление не менее 0,3 МПа);

адгезию к бетону плиты проезжей части не менее 0,3 МПа;

эластичность при отрицательных температурах (гибкость на стержне диаметром 15 мм при минус 20°С без образования трещин);

относительное удлинение мастики при разрыве не менее 20% при температуре минус 20°С;

производитель гидроизоляционного материала должен давать рекомендации относительно особенностей его применения в качестве гидроизоляции мостового сооружения, включая требования к подготовке поверхности, если они отличаются от требований, изложенных в разделе 3 упомянутых норм;

после выбора вида гидроизоляционного материала (рулонный, обмазочной или пропиточного действия), на основе учета его теплостойкости, принимается решение о необходимости устройства защитного слоя, о материалах для устройства защитного слоя и других конструктивных слоев одежды ездового полотна;

для повышения надежности гидроизоляционной защиты рекомендуется при устройстве выравнивающего и защитного слоев применять фибробетон, технологии вакуумирования или другие технологии, уменьшающие трещинообразование бетона;

в случае использования теплоизоляционных материалов с низкой теплостойкостью необходимо устраивать защитный слой с армированного цементного бетона. Толщина защитного слоя гидроизоляции в этом случае должна приниматься в зависимости от толщины и температуры укладки асфальтобетонной смеси и фактической теплостойкости гидроизоляционного материала по техническим расчетам, но не менее чем 40мм;

применение гидроизоляционных материалов повышенной теплостойкости позволяет использовать в качестве защитного слоя горячий песчаный асфальтобетон. Для покрытия целесообразно применять мелкозернистые асфальтобетоны на основе битумополимер-

ных вяжущих или литые асфальтобетоны на основе битумополимерных вяжущих;

при использовании горячих или литых асфальтобетонных смесей в качестве защитного слоя гидроизоляции значение минимальной теплостойкости гидроизоляционного материала необходимо определять с учетом продолжительности температурного воздействия по расчетам температурных полей, возникающих при укладке горячих покрытий.

Одним из направлений продления срока службы мостов может быть использование для устройства покрытия проезжей части литых асфальтобетонных смесей на основе битумополимерных вяжущих. Такие покрытия отличаются повышенной плотностью и водонепроницаемостью. Применению литых смесей в процессе ремонта должно предшествовать обязательное удаление старых слоев дорожной одежды и устройство новой гидроизоляции на основе битумополимерных композиционных материалов [11,139]. Для обеспечения водонепроницаемости, теплоустойчивости и хладостойкости гидроизоляционных материалов применяют модифицированные битумные материалы. В качестве термопластов чаще используется атактический полипропилен (APP), реже применяется этиленвинил-ацетат (EVA); в качестве термоэластопластов – стирол-бутадиен-стирол (SBS) и дивинилстирольный термоэластопласт (ДСТ) разветвленной структуры [39]. Результаты экспериментальных исследований основных свойств битумополимерных гидроизоляционных материалов на основе разных битумов с порошковым и волокнистым минеральными наполнителями [9,32,38] показали, что увеличение содержания порошкового наполнителя в составе мастики способствует уменьшению деформативности материала, относительного удлинения, эластичности и увеличению водопоглощения. Замена порошкового наполнителя волокнистым повышает, при одинаковой теплоустойчивости мастики, ее деформативность при низких температурах. Исследования показали, что введением небольшого количества волокнистого наполнителя, в частности, базальтовой фибры (около 1,5%-2%) можно достичь таких же значений показателей свойств мастики как и при использовании 20-30% порошкового наполнителя. Исследования по регулированию свойств битумополимерных мастик показали, что это возможно производить при изменении соотношения полимера и наполнителя

в составе мастики [34,38,149,156]. При этом для гидроизоляции мостов важным показателем, характеризующим поведение материала в эксплуатационных условиях, является его деформативность при низких температурах [5,39,95]. Экспериментальные исследования различных составов грунтовок для битумополимерных рулонных материалов показали, что можно регулировать сцепление материала с бетонной поверхностью, причем использование грунтовки на основе битума, модифицированного полимером класса термоэластопластов, обеспечивает некоторое увеличение усилия отрыва гидроизоляционного материала от бетонной поверхности [15,19,21]. Также было отмечено повышение теплоустойчивости гидроизоляционного материала при наличии грунтовки на подстилающей поверхности. Несмотря на вышеуказанные требования, до сих пор не разработаны в полной мере комплексные методики и оборудование, набор испытаний материалов для гидроизоляции различного вида в конструкциях мостов. Научно-техническая литература практически не освещает опыт работы гидроизоляционных материалов при различных конструктивных схемах дорожных одежд мостов. Отсутствие приборов и техники для неразрушающего контроля состояния гидроизоляции также не позволяют достоверно оценивать ее фактический срок службы и площадь повреждений.

Опыт эксплуатации мостов показывает, что срок службы покрытий дорожных одежд мостов составляет 6-7 лет. Особенности работы дорожных одежд на мостах и путепроводах требуют применения новых конструктивных решений, технологий и обоснованного выбора материалов как для гидроизоляции, так и для других конструктивных слоев дорожной одежды. Для устройства гидроизоляционного слоя в последние годы чаще используют рулонные основные или безосновные мастичные материалы на основе битумополимерных композиций. Дорожные покрытия на мостах, в основном, выполняют двухслойными из горячих или литых асфальтобетонных смесей. В процессе укладки асфальтобетонных смесей, которые могут иметь температуру 160-220⁰С, нижележащие конструктивные слои, в том числе и слой гидроизоляции, подвергаются нагреванию. Теплостойкость материалов, предлагаемых рынком строительных материалов Украины для устройства гидроизоляции пролетных строений мостов и путепроводов, колеблется в широких

пределах (от 80°С до 160° С). Учитывая широкий спектр характеристик гидроизоляционных материалов важно знать оптимальные технологические режимы их применения в той или иной конструкции дорожной одежды при различной последовательности устройства слоев дорожной одежды [75, 33,112,155].

Для изучения закономерностей теплового воздействия на слой гидроизоляции при устройстве покрытий из горячих или литых асфальтобетонных смесей была решена задача расчета температурных полей, возникающих при применении таких смесей в различных конструктивных слоях дорожной одежды на мостах. Наиболее распространенная конструкция дорожной одежды, применявшаяся на пролетных строениях мостов, включала пакет, состоящий из 5-6 слоев (рис.2.10)

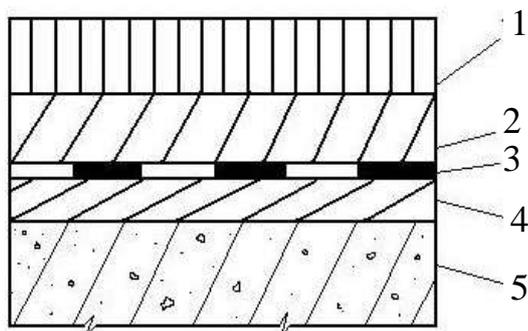


Рис..2.10. Конструкция дорожной одежды с защитным слоем из цементобетона:1 – асфальтобетон; 2 – защитный слой из цементобетона; 3 – слой гидроизоляции; 4 – выравнивающий слой из цементобетона; 5 - несущая плита пролетного строения.

При решении данной задачи рассматривалась конструкция дорожной одежды из слоев, объединенных между собой и с пролетным строением. Технология устройства покрытия состоит из распределения асфальтобетонной смеси по поверхности защитного слоя, предварительного уплотнения трамбуящим брусом асфальтоукладчика и последующей укатки катками. Ввиду инерционности тепловых процессов можно полагать, что слой асфальтобетона мгновенно прижат к защитному слою. Теплоотдача происходит от поверхности асфальтобетона в атмосферу и передачи тепла внутрь через все нижележащие слои до нижней поверхности несущей плиты. Когда температура нижней поверхности несущей плиты пролетного строения превысит температуру окружающей среды, начнется теплоотдача от нее в атмосферу. Таким образом, часть

тепловой энергии уложенной асфальтобетонной смеси уходит непосредственно в окружающий воздух, а вторая – через нижележащие слои, попутно производя их нагрев. Сначала температура этих слоев будет повышаться, а затем, по мере теплоотдачи с наружных поверхностей пакета, снизится до температуры окружающей среды. Поскольку толщина слоев конструкции дорожной одежды на пролетном строении значительно меньше ее геометрических размеров в плане, задачу можно рассматривать как одномерную. Из теории теплопередачи [29,43] известно, что при отсутствии внутренних источников тепла для 1-го слоя процесс описывается уравнением

$$\frac{\partial T}{\partial \tau} = \frac{\lambda}{c\rho} \frac{\partial^2 T}{\partial x^2}, \quad (2.1)$$

где T – температура в некоторой точке слоя;

τ – время;

λ – коэффициент теплопроводности;

c – теплоемкость материала;

ρ – плотность материала;

x – линейная координата.

В нашем случае тепловой процесс происходит в многослойной конструкции, причем некоторые тепловые характеристики зависят от температуры. Одним из наиболее распространенных методов решения задач такого рода является метод конечных разностей [111]. Суть метода состоит в том, что непрерывная область разбивается на некоторое количество небольших объемов, и предполагается, что термические свойства каждого такого объема сосредоточены в центральной узловой точке.

Зависимость теплопроводности битумных материалов от температуры требует модифицировать расчетную схему.

Экспериментально полученная [99] зависимость коэффициента теплопроводности асфальтобетона и битумосодержащего гидроизоляционного слоя [35] от температуры может быть представлена в виде

$$\lambda = L - bT, \quad (2.2)$$

где L – постоянная составляющая, равная коэффициенту теплопроводности при $T = 0^\circ \text{C}$;

b – коэффициент пропорциональности.

Уравнение теплопроводности (2.1) с учетом (2.2) имеет вид

$$\frac{\partial T}{\partial \tau} = \frac{L}{c\rho} \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} - \frac{bT}{c\rho} \frac{\partial^2 T}{\partial x^2}. \quad (2.3)$$

После аппроксимации уравнения (2.3) конечными разностями с использованием производной «вперед» (явная схема), получаем

$$\frac{T_j^{(n+1)} - T_j^{(n)}}{\Delta \tau} = \frac{L - bT_j^{(n)}}{c\rho} \frac{T_{j-1}^{(n)} - 2T_j^{(n)} + T_{j+1}^{(n)}}{(\Delta x)^2}. \quad (2.4)$$

Обозначив

$$r_1 = \frac{L\Delta \tau}{c\rho(\Delta x)^2} \quad (2.5)$$

и

$$r_2 = \frac{b\Delta \tau}{c\rho(\Delta x)^2}, \quad (2.6)$$

после преобразований получим

$$T_j^{(n+1)} = T_{j-1}^{(n)} (r_1 - r_2 T_j^{(n)}) + T_j^{(n)} (1 - 2r_1 + 2r_2 T_j^{(n)}) + T_{j+1}^{(n)} (r_1 - r_2 T_j^{(n)}). \quad (2.7)$$

Поскольку рассматриваемая конструкция состоит из слоев с различными теплофизическими свойствами, использование одинаковых шагов сетки Δx_i для всех слоев привело бы к различным значениям параметра $r = \frac{\lambda \Delta t}{c\rho(\Delta x)^2}$, который, по возможности, должен

быть равен $r = 1/6$, или быть близким к этому значению. Поэтому предварительно задавалось значение $r = 1/6$ для верхнего слоя (асфальтобетон), и шаг сетки Δx_1 для этого слоя, а затем вычислялся шаг сетки по времени.

Температура на границе слоев конструкции определяется из условия равенства теплового потока, подводимого к границе между слоями и отводимого от нее к более глубоким узлам следующего слоя. При постоянном коэффициенте теплопроводности это условие запишется как

$$\lambda_i \frac{\theta - T_{j,k-1}}{\Delta x_j} = \lambda_{j+1} \frac{T_{j+1,2} - \theta}{\Delta x_{j+1}}, \quad (2.8)$$

где θ – температура на стыке j и $j+1$ слоя;

$T_{j,k+1}$ – температура в предпоследнем узле j -го слоя;

$T_{j+1,2}$ – температура во 2-м (первом внутреннем) узле $j+1$ слоя;

Δx_j и Δx_{j+1} – шаг сетки в j -м и $j+1$ слое;

λ_j и λ_{j+1} – коэффициенты теплопроводности j -го и $j+1$ слоя.

Таким образом,

$$\theta = \frac{\lambda_{j+1} \Delta x_j T_{j,k+1} + \lambda_j \Delta x_{j+1} T_{j,k+1}}{\lambda_j \Delta x_{j+1} + \lambda_{j+1} \Delta x_j}. \quad (2.9)$$

В случае переменного коэффициента теплопроводности

$$\theta = \frac{(L_{j+1} - b_{j+1} T_{j+1,2}) T_{j+1,2} \Delta x_j + (L_j - b_j T_{j,k-1}) T_{j,k-1} \Delta x_{j+1}}{(L_{j+1} - b_{j+1} T_{j+1,2}) \Delta x_j + (L_j - b_j T_{j,k-1}) \Delta x_{j+1}}. \quad (2.10)$$

Температура на границе верхнего (асфальтобетон) и нижнего (защитный цементобетонный) слоев в момент укладки асфальтобетонной смеси определяется по зависимости, приведенной в [29].

$$\frac{\theta_1 - \theta_{ст}}{\theta_{ст} - \theta_2} = \frac{\beta_2}{\beta_1}, \quad (2.11)$$

где θ_1 и θ_2 – температура 1-го и 2-го слоя до момента соприкосновения;

$\theta_{ст}$ – температура на границе слоев сразу после их соприкосновения;

β_1 и β_2 – коэффициенты проникновения:

$$\beta_1 = \sqrt{\lambda_1 c_1 \rho_1}; \quad (2.12)$$

$$\beta_2 = \sqrt{\lambda_2 c_2 \rho_2}. \quad (2.13)$$

При переменном коэффициенте теплопроводности и принятых выше обозначениях

$$\beta_1 = \sqrt{(L_1 - b_1 T_{1,k}) c_1 \rho_1}; \quad (2.14)$$

$$\beta_2 = \sqrt{(L_2 - b_2 T_{2,1}) c_2 \rho_2}. \quad (2.15)$$

Температура в стыке 1-го и 2-го слоя

$$\theta_{\text{ст}} = T_{1,k} = T_{2,1} = \frac{T_{1,\text{нач}} \beta_1 + T_{2,\text{нач}} \beta_2}{\beta_1 + \beta_2}, \quad (2.16)$$

где $T_{1,\text{нач}}$ и $T_{2,\text{нач}}$ – температуры 1-го и 2-го слоя перед их соприкосновением.

На основании изложенных выше выкладок составлена "SLK", позволяющая рассчитывать температурные поля в гидроизоляционной слое и вышележащих слоях конструкции дорожной одежды пролетного строения моста после укладки асфальтобетонной смеси. Интересным представлялось изучение изменения значений температуры на границе слоев конструкции дорожной одежды в процессе и после устройства покрытия из горячих или литых асфальтобетонных смесей. Результаты расчетов распределения температур в слоях, на примере конструкции дорожной одежды на железобетонном пролетном строении моста при толщине защитного слоя из цементобетона 4 см, толщине асфальтобетонного покрытия 5 см и значении температуры укладываемой асфальтобетонной смеси 160°C приведены на рис.2.11.

Характер полученных зависимостей показывает, что в некоторый момент времени температура в слое гидроизоляции достигает максимального значения, которое может превысить величину теплостойкости материала. Значения максимальной температуры в слое гидроизоляции для принятых условий приведены на рис.2.12.

Очевидно, что одним из способов снижения величины теплового воздействия на слой гидроизоляции при устройстве асфальтобетонных покрытий является увеличение толщины защитного слоя из цементобетона. Зависимости максимальной температуры в слое гидроизоляции при различной толщине защитного цементобетонного слоя и укладываемого слоя горячей или литой асфальтобетонной

смеси при температуре, соответственно, 160°C и 220°C , показаны на рис.2.13 и 2.14. Полученные зависимости показывают, что при увеличении толщины цементобетонного защитного слоя на 20 мм значения максимальных температур в слое гидроизоляции снижаются на 10 – 15 $^{\circ}\text{C}$. В то же время, повышение толщины защитного слоя бетона приводит к увеличению стоимости, трудозатрат и продолжительности строительства и не может считаться эффективной мерой.

В последние годы в технологии устройства дорожных одежд на мостах наблюдается тенденция к укладке горячих асфальтобетонных смесей непосредственно на слой гидроизоляции без устройства бетонного защитного слоя (рис. 2.15).

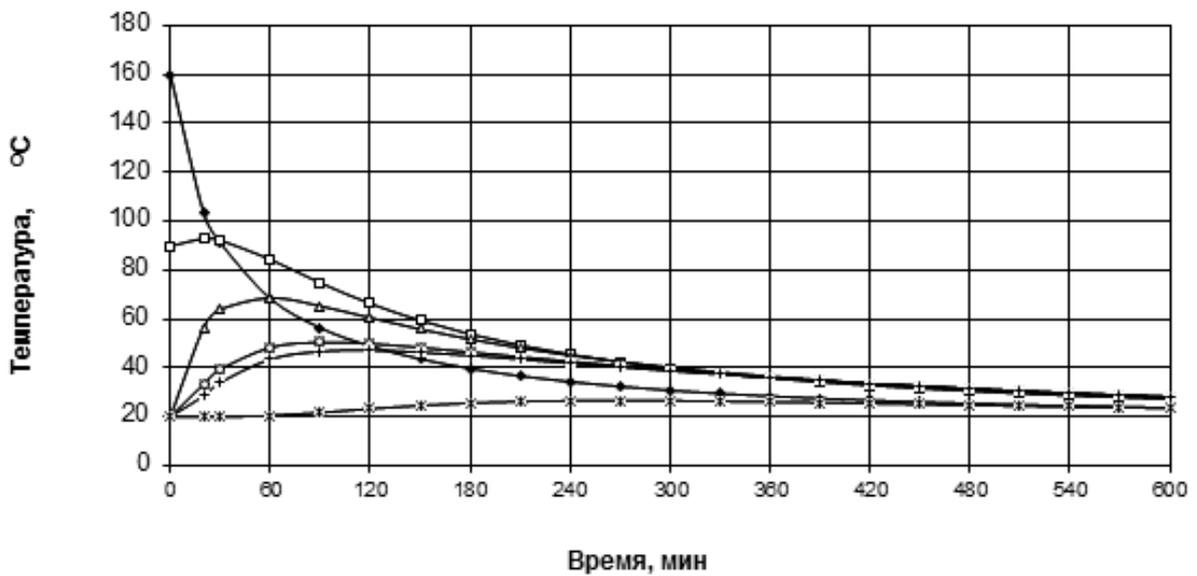


Рис.2.11. Распределение температур в конструкции дорожной одежды моста при устройстве асфальтобетонного покрытия толщиной 5см с температурой укладки 160°C : кривые: ♦ – поверхность асфальтобетонной смеси; □ – граница слоя асфальтобетона и защитного цементобетонного слоя; Δ – граница защитного слоя и слоя гидроизоляции; о – граница слоя гидроизоляции и выравнивающего слоя; + – граница выравнивающего слоя и плиты пролетного строения; ж – нижняя поверхность плиты пролетного строения.

Результаты расчетов ожидаемой температуры в слое гидроизоляции при укладке асфальтобетонных смесей, имеющих температуру 160°C и 220°C , полученные с помощью компьютерной программы "SLK", представлены на рис.2.16 и 2.17.

Результаты численного анализа различных схем дорожных одежд показали, что при устройстве покрытий из горячих асфальтобетонных смесей максимальное тепловое воздействие на слой гид-

роизоляции при непосредственной укладке на него асфальтобетонной смеси наблюдается в первые 10 мин.

При этом значение максимальной температуры составляет 115-130⁰С при толщине асфальтобетонного покрытия 4 - 8см. В течение часа температура слоя гидроизоляции снижается до 80-95⁰С при температуре окружающей среды 20⁰С. При этом скорость снижения температуры в слое гидроизоляции зависит от толщины уложенного слоя асфальтобетонной смеси.

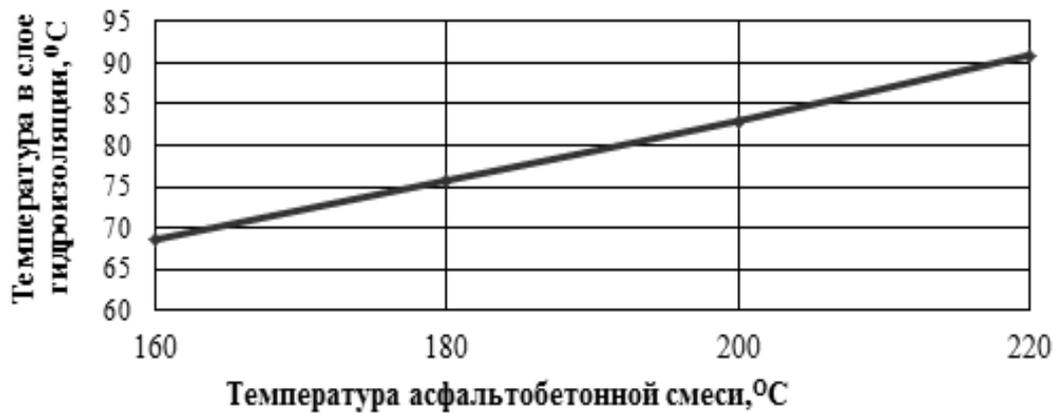


Рис. 2.12. Зависимость максимальной температуры в слое гидроизоляции от температуры асфальтобетонной смеси (толщина покрытия 5см, защитного слоя 4см.)

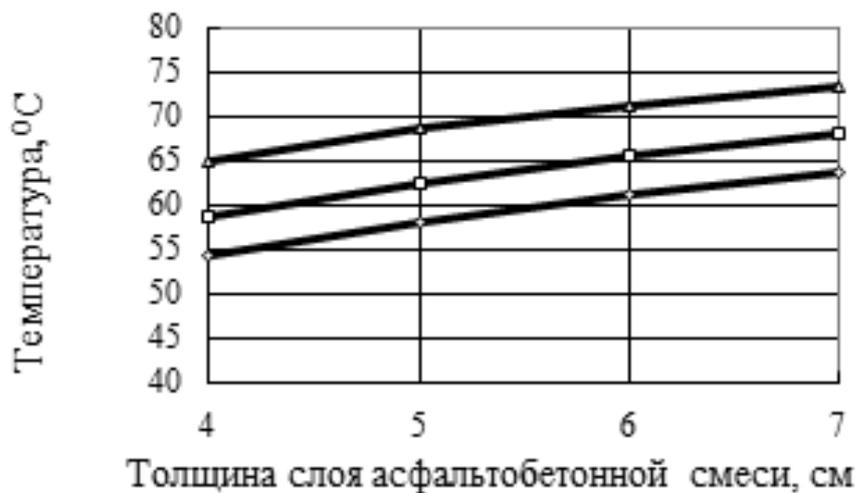


Рис. 2.13. Зависимость максимальной температуры в слое гидроизоляции от толщины слоя укладываемой горячей асфальтобетонной смеси при температуре 160 °C: (Δ) – толщина защитного цементобетонного слоя 40 мм; (□) – 50 мм; (◇) – 60 мм.

Для асфальтобетонного покрытия толщиной 4 см скорость остывания в 2,5 раза выше, чем для покрытия толщиной 8см.

При устройстве покрытий из литых асфальтобетонных смесей с температурой укладки 220°C максимальная температура на поверхности слоя гидроизоляции составляет 160°C при толщине слоя 5 см. В течение часа температура снижается до 110°C . Скорость снижения температуры для слоев литого асфальтобетона толщиной 3-4 см составляет $65-90^{\circ}\text{C}/\text{час}$.

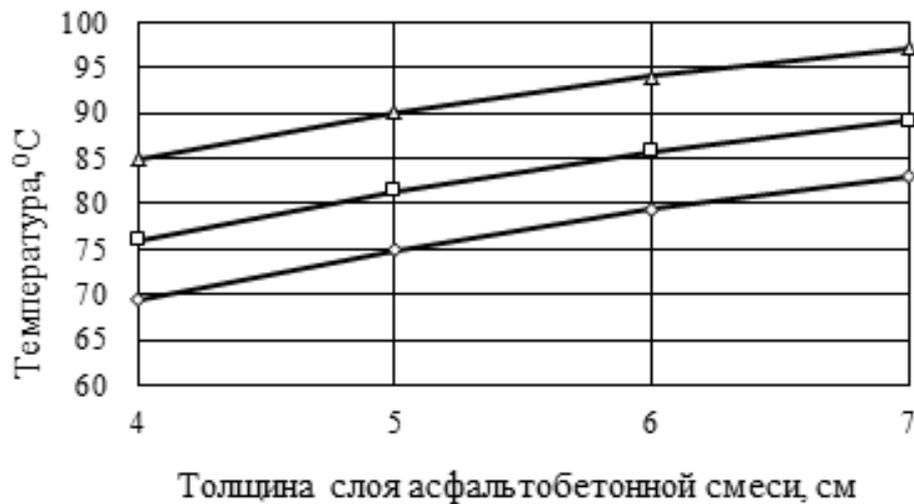


Рис. 2.14. Зависимость максимальной температуры в слое гидроизоляции от толщины слоя укладываемой литой горячей асфальтобетонной смеси при температуре 220°C : (Δ) – толщина защитного цементобетонного слоя 40 мм; (\square) – 50 мм; (\diamond) – 60 мм

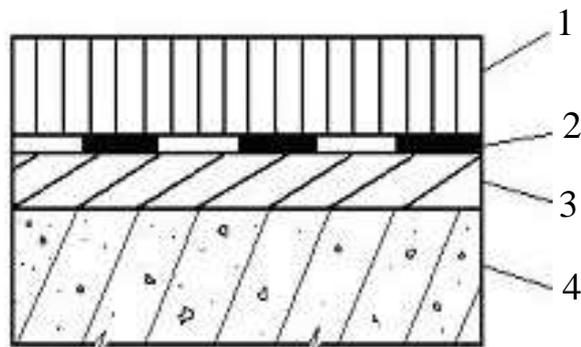


Рис. 2.15 Конструкция дорожной одежды пролетного строения моста с асфальтобетонным покрытием, укладываемым непосредственно на слой гидроизоляции: 1 – асфальтобетон; 2 – гидроизоляция; 3 – выравнивающий слой; 4 – несущая плита

Очевидно, что технология устройства двух тонких слоев покрытий из литых асфальтобетонных смесей, укладываемых непосредственно на гидроизоляцию, вместо одного, позволит суще-

ственно уменьшить тепловое воздействие на слой гидроизоляционного материала и сохранить его водонепроницаемость. Использование разработанного программного обеспечения для численного

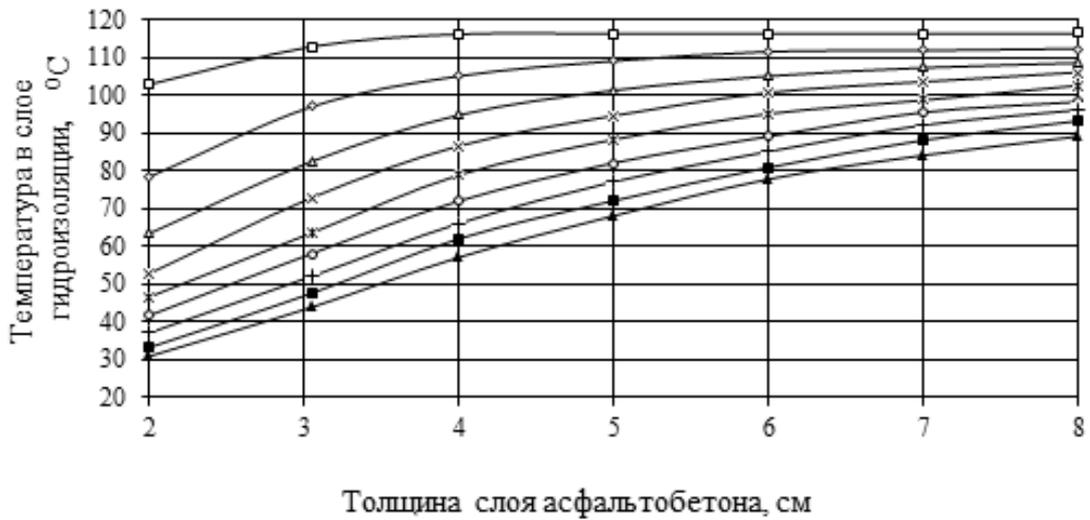


Рис. 2.16. Изменение температуры в слое гидроизоляции при укладке на нее горячей асфальтобетонной смеси с температурой 160°C: кривые: □ – через 10; ◇ – 20; Δ – 30; х – 40; ж – 50; о – 60; + – 70; ■ – 80; ▲ – 90 минут

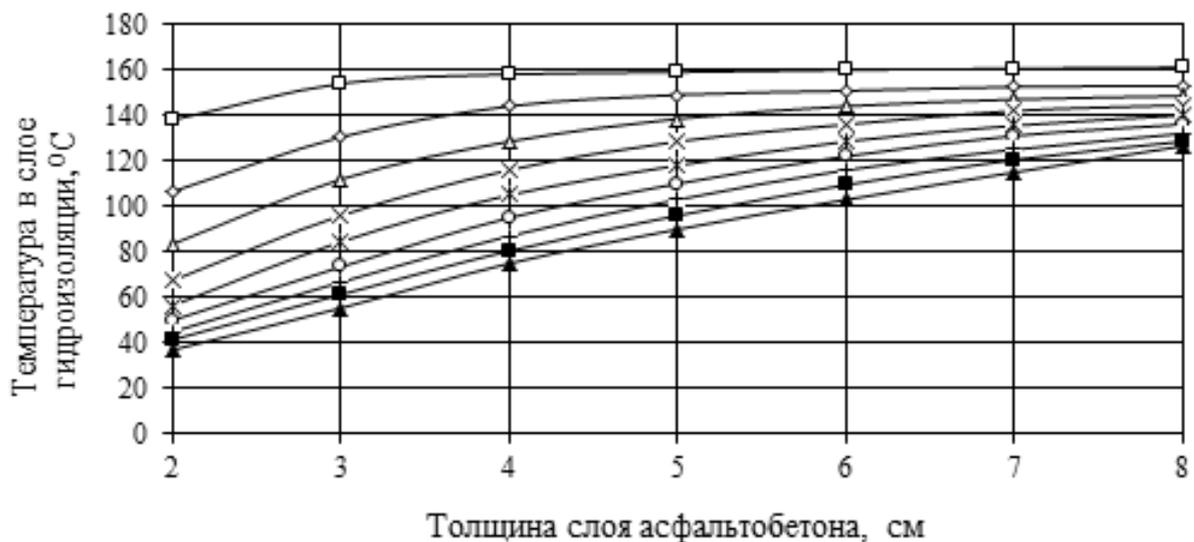


Рис.2.17 Изменение температуры в слое гидроизоляции при укладке на нее литой асфальтобетонной смеси с температурой 220°C. Кривые: □ – через 10; ◇ – 20; Δ – 30; х – 40; ж – 50; о – 60; + – 70; ■ – 80; ▲ – 90 минут

анализа температурных полей в конструкции дорожной одежды моста при устройстве покрытий из горячих и литых асфальтобетонных смесей, позволяет прогнозировать поведение гидроизоляционного материала при различных способах устройства покрытия и обосновать

ванно производить выбор гидроизоляционных материалов при принятии конструкторских и технологических решений. Разработанная методика была заложена в рекомендательный документ.

2.3. Новые конструктивные решения пешеходных мостов

Проблема аварийности на автотранспорте (автомобильных дорогах) приобрела особую остроту в последние десятилетия в связи с постоянно увеличивающейся диспропорцией между приростом числа автомобилей и приростом протяженности улично-дорожной сети, не рассчитанной на современные транспортные потоки.

В связи с чем одним из актуальных вопросов для строительной области является разработка и создание экономически оправданных и технически эффективных новых систем пешеходных мостов, позволяющих возводить конструкции в условиях трудной доступности над существующими автомобильными и железными дорогами без остановки движения, в кратчайшие сроки, при минимальном объеме материалов. Как следствие, это должны быть конструкции с максимальной заводской готовностью и практически ручной сборкой, возводимые из стандартных, легкозаменяемых и наращиваемых элементов.

Здесь допустимо подчеркнуть, что в значительной степени подобным условиям (упомянутым критериям) во многом отвечают пространственные сталежелезобетонные стержневые конструкции как прямолинейного, так и криволинейного очертаний, поскольку именно эти системы оказывают наиболее эффективное сопротивление внешним воздействиям, дифференцируя элементы, воспринимающие усилия разных знаков [24, 72, 110, 127', 128, 134, 141].

2.3.1. Основные конструкционные элементы пролетных строений пешеходных мостов

В данном случае, конструктивная идеология предлагаемых систем пролетных строений пешеходных мостов заключается в том, что сжатая часть представлена в виде облегченной железобетонной плиты с возможностью использования захороняемых внутри ее вкладышей-пустотообразователей из какого-либо легкого, недорогого материала, а растянутая часть – в виде металлической про-

странственной стержневой решетки [74, 75, 82-84, 141-143, 146, 147, 151, 155].

При обеспечении совместности работы металлической структуры с железобетонной плитой на всем диапазоне нагружения (вплоть до разрушения) данную конструкцию можно классифицировать как сталежелезобетонную [73].

В связи с этим формируется конструкция, в которой должно быть обеспечено полноценное включение в работу сжатой железобетонной части, со значительным уменьшением ресурса металлических стержней верхнего пояса.

Особый интерес при возведении подобных систем вызывают конструкции, выполненные из одинаковых по величине и характеристикам компоновочных модулей, объединение которых между собой позволяет создавать балочные и арочные системы пролетных строений пешеходных мостов [18, 84].

Пролетное строение балочного моста представляет собой разрезную систему в виде пространственной фермы, раскосы, верхние и нижние пояса которой выполнены из металлических стержневых элементов [76, 105, 106, 141].

Габаритный размер секции (модуля) принимается равным 1,5 м. Здесь следует отметить, что длина элементов верхнего и нижнего поясов одинаковая. Настил обустраивается в виде железобетонной плиты, объединенной специальным образом с верхним поясом фермы.

Схема предлагаемого балочного пролетного строения пешеходного моста приведена на рис. 2.18.

Конструктивное решение предлагаемой балочной системы пролетного строения пешеходного моста в аксонометрии приведено на рис. 2.19–2.21.

Кроме балочного, предложена конструкция арочного пролетного строения моста, которая представлена в виде круговой пространственной двухшарнирной арки (рис. 2.22, 2.23).

Конструктивное решение для предлагаемой арочной конструкции пролетного строения представлено на рис. 2.24–2.26.

Нельзя обойти вниманием и тот положительный факт, что в предлагаемых системах пролетных строений элементы конструкций, а именно узлы соединения стержней, раскосы, верхние и нижние пояса ферм, изготавливаются на заводе, тем самым минимизи-

руя несовершенства производства. Монтаж системы производится непосредственно на строительной площадке. При этом практически полностью исключаются сварочные операции.

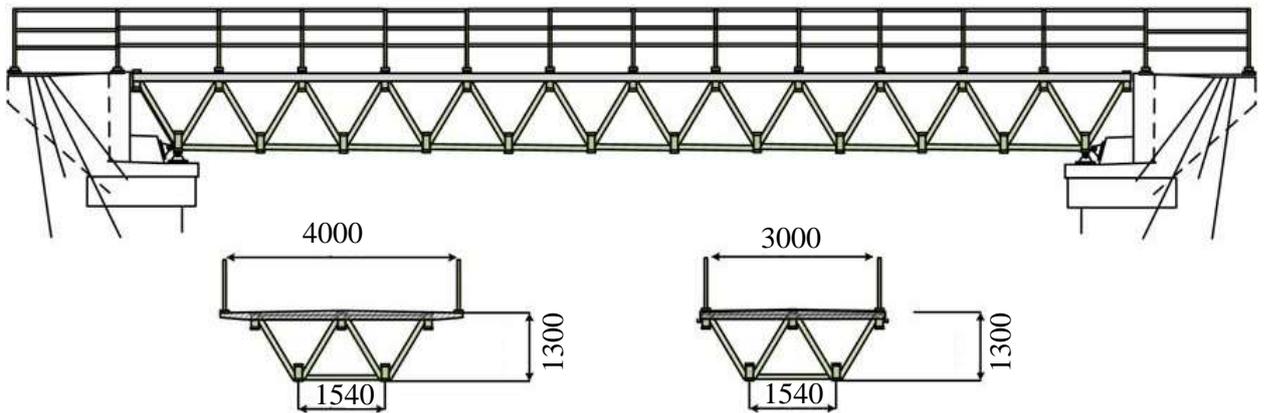


Рис. 2.18. Схема балочного пролетного строения пешеходного моста

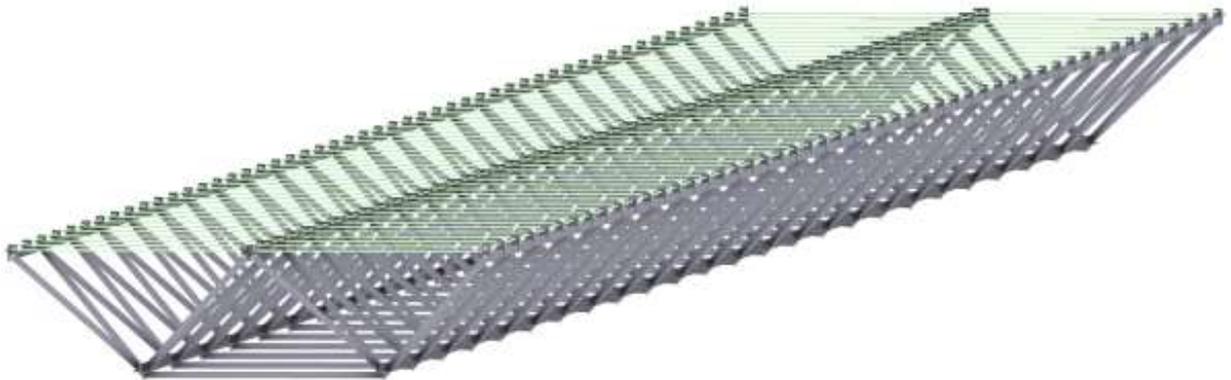


Рис. 2.19. Металлический каркас пролетного строения в виде пространственной стержневой системы, $L = 24\text{м}$

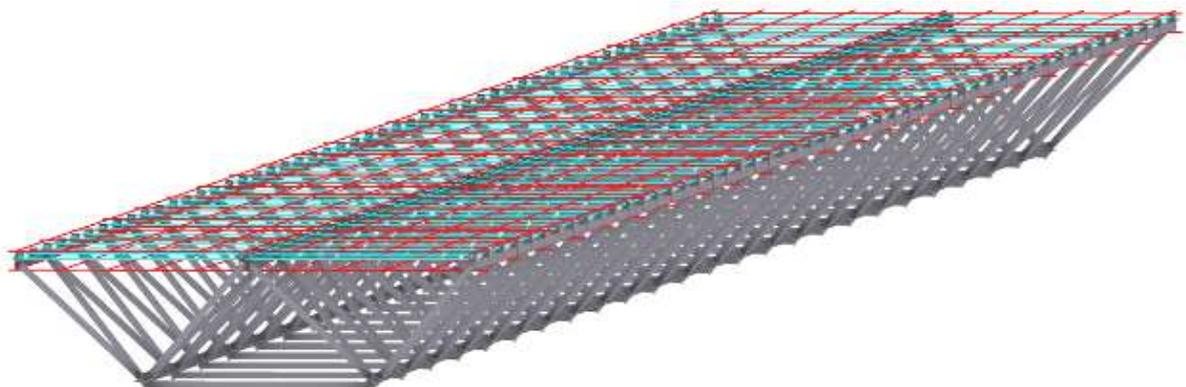


Рис.2.20. Система связей сдвига между металлической и бетонной частями системы, $L = 24\text{ м}$



Рис.2.21. Общий вид предлагаемой конструкции балочного пролетного строения, $L = 24$ м

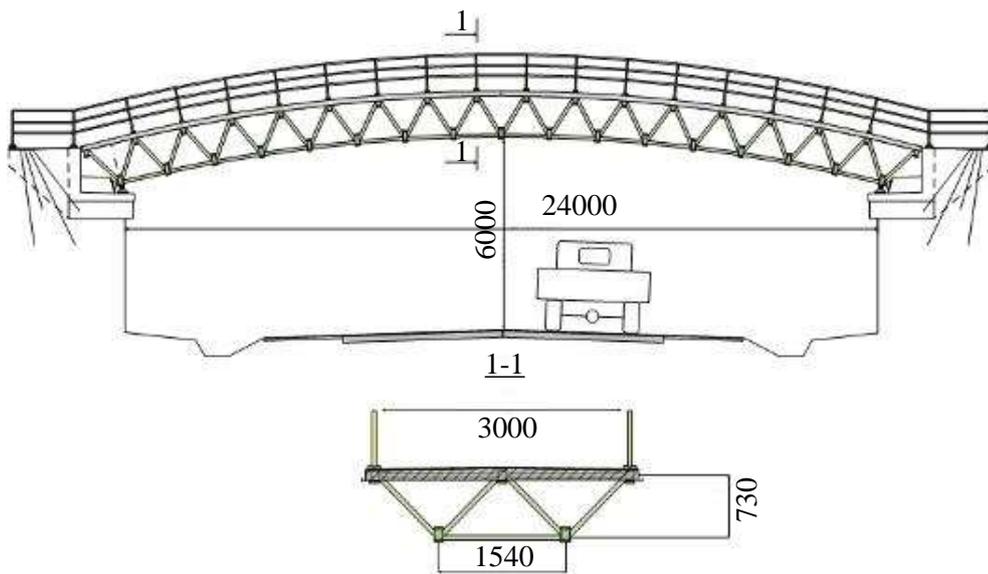


Рис. 2.22. Схема арочного пролетного строения пешеходного моста для дорог II-III категории

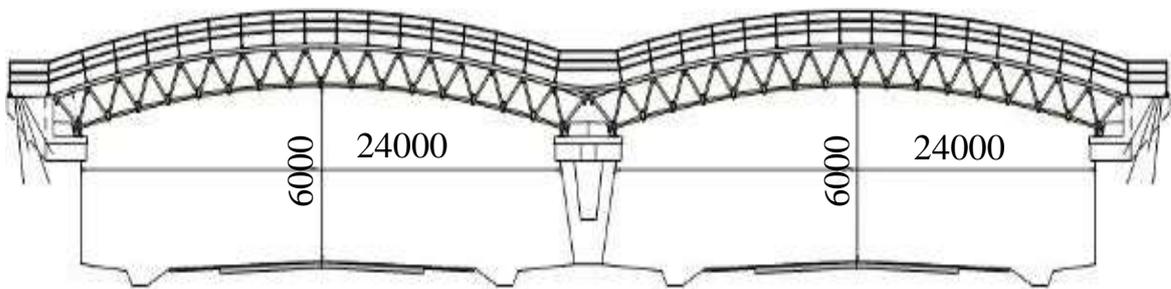


Рис. 2.23. Схема арочного пролетного строения пешеходного моста для дорог I категории

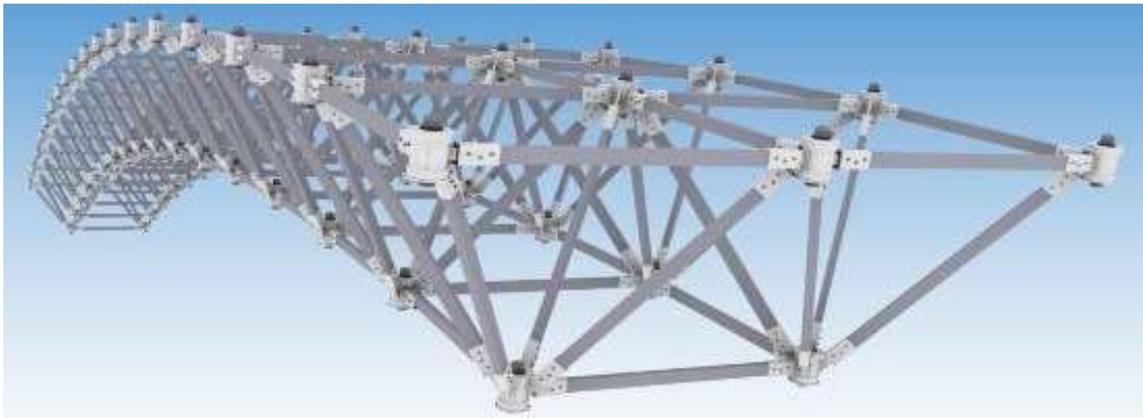


Рис. 2.24. Металлический каркас арочного пролетного строения, $L = 24$ м

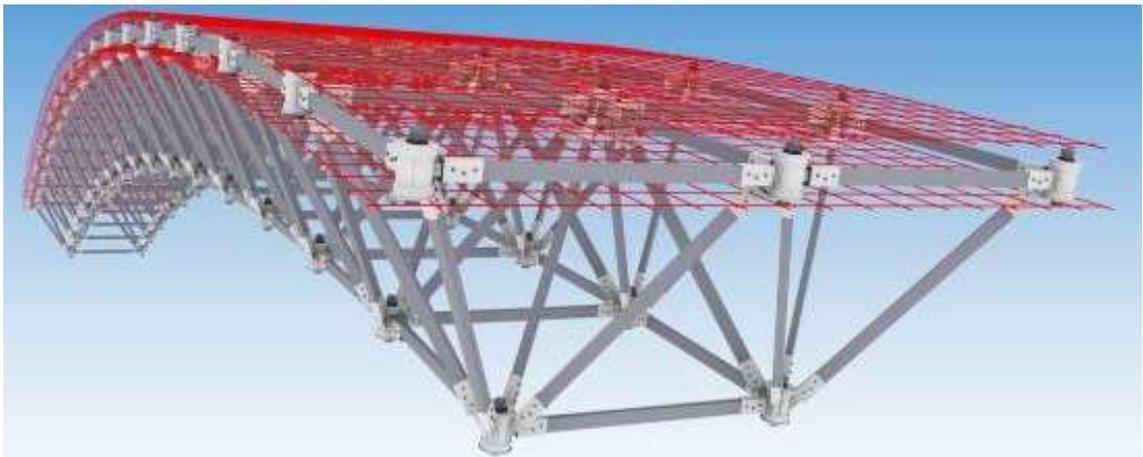


Рис. 2.25. Система связей сдвига между металлической и бетонной частями, $L = 24$ м



Рис. 2.26. Общий вид предлагаемой конструкции балочного пролетного строения, $L = 24$ м

2.3.2. Узлы соединения элементов

Однооснонагруженными элементами пролетного строения моста являются стержневые элементы, выполняемые как из металла,

так и из композиционных материалов. Эффективная плита (настил) испытывает двухосное напряженно-деформированное состояние.

Конструкция балочного пролетного строения представлена в виде плоских ферм (модульных элементов) заводского изготовления размером «на пролет», состоящих из прокатных стальных профилей. Данное обстоятельство позволяет существенно упростить конструкцию узла объединения элементов, минимизировать трудоемкость монтажа и, как следствие, уменьшить сроки строительства [76, 105, 106]. Каждый модульный элемент представляет собой ферму с параллельными поясами. Пояса фермы выполняют из одиночных уголков, повернутых под углом 45° к вертикальной оси (рис. 2.27).

Стержни решетки, в основном, замкнутого сечения, крепятся к металлическим косынкам, сваренным между перьями поясного уголка. В процессе укрупнительной сборки модульные элементы устанавливаются под углом 45° к горизонту, объединяя их сваркой или болтами через пластинки «сухарики» (рис. 2.28).

Узловой элемент, в этом случае, представляет собой «столик», состоящий из прямоугольной плиты и трех опорных треугольных пластинок, свариваемых в уголок пояса изнутри. Кроме обозначенного, позитивным моментом здесь является полное двухстороннее замыкание трубчатого сечения раскоса, что в значительной мере минимизирует коррозионные процессы в этих элементах.

В свою очередь, для создания арочного пролетного строения разработан узел соединения стержней структурной конструкции, новизна которого подтверждена патентом Украины [107]. Предлагаемый узел направлен на решение задачи по снижению трудоемкости при изготовлении и монтаже, уменьшению собственного веса конструкции, уменьшению номенклатуры элементов и приданию конструкции демпфирующих свойств [107, 142, 155].

Предложенный узел включает в себя секторные наконечники 1, которые жестко соединены с раскосами 2 и поясами 3, верхнюю крышку 4 и нижнюю крышку 5, внутренний цилиндрический вкладыш из композитного материала 6, способствующий гашению колебаний и снижению собственного веса узла. При сборке элементы узла стягивают болтом 7 с гайкой 8 (рис. 2.29–2.31). Сборка узла выполняется следующим образом. На болт 7 одевается нижняя крышка 5 и вкладыш из композитного материала 6, в нижнюю

крышку 5 вставляются секторные наконечники 1 раскосов 2 и поясов 3, выполняется верхняя крышка 4 и затягивается гайкой 8 (рис. 2.29–2.31).

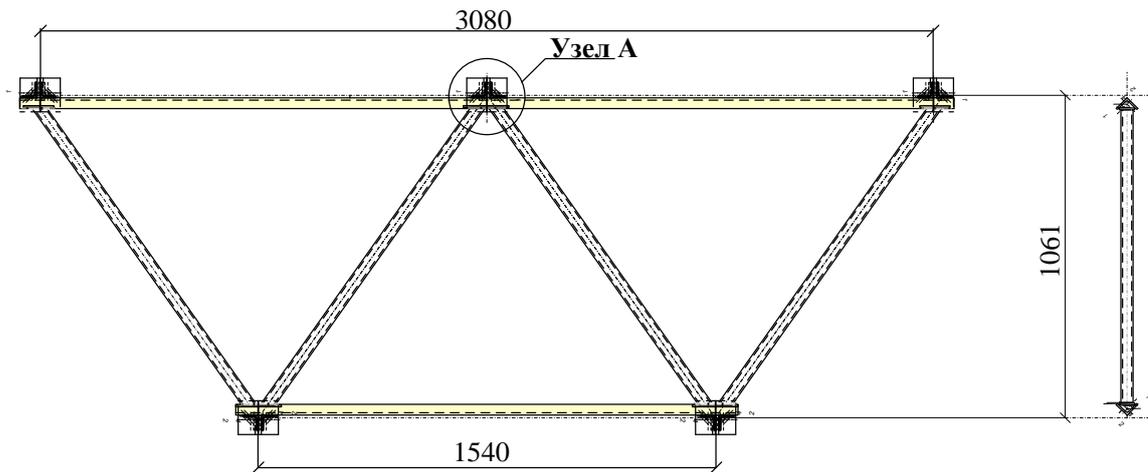


Рис. 2.27. Общий вид фермы модульного элемента

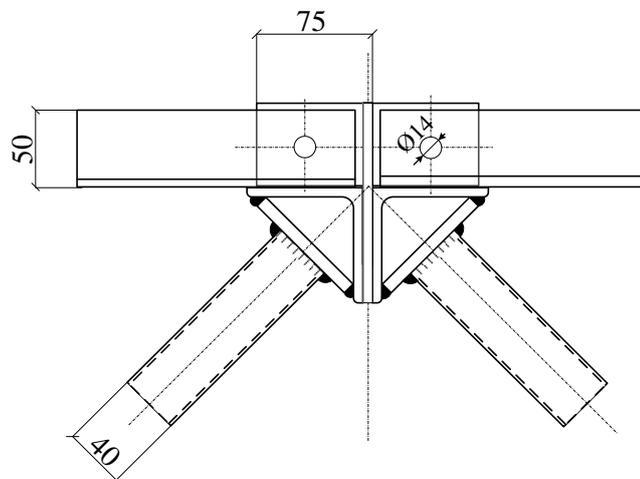


Рис. 2.28. Верхний узел «А» фермы модульного элемента

Объединение элементов осуществляется за счет обжатия сквозным болтом или шпилькой верхней и нижней крышек, выполненных из труб, внутренний диаметр которых соответствует наружному диаметру трубы, используемой для крепления наконечников стержней.

В полученном узле растягивающие усилия передаются наконечниками через крышки, а сжимающие – через поверхность контакта наконечников с цилиндрическим вкладышем из композиционного материала. Общее число типов сечений унифицированных стержней не превышает трех.

Конструкция разработанных узлов соединения стержней структурной конструкции, элементы которых выполнены как из прямоугольной, так и из круглой трубы, приведены на рис. 2.32 и 2.33.

Фрагмент конструкции модульного элемента пролетного строения пешеходного моста изображен на рис. 2.34.

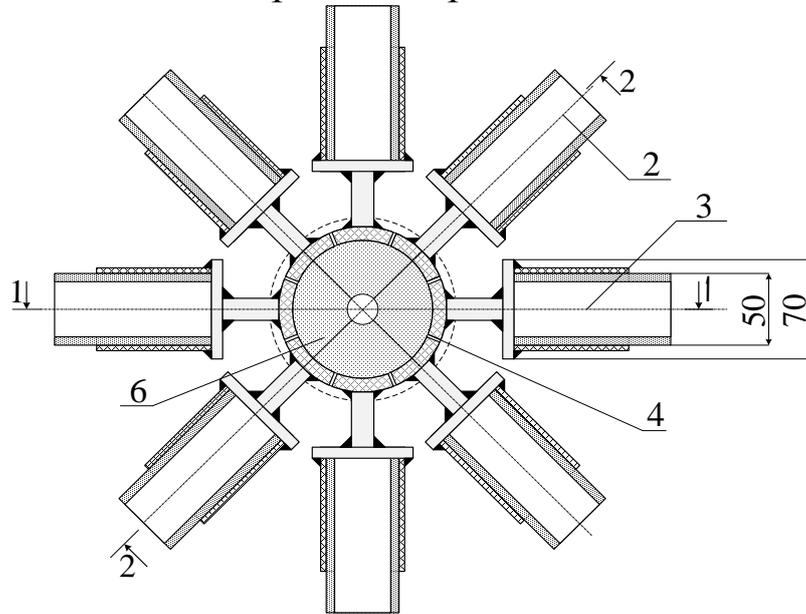


Рис. 2.29. Схема предлагаемого узла соединения стержней структурной конструкции

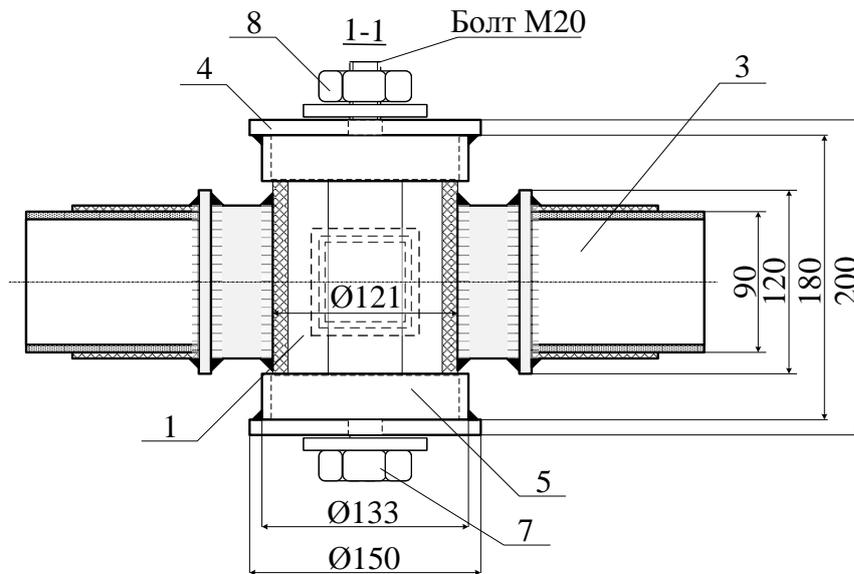


Рис. 2.30. Сечение 1-1

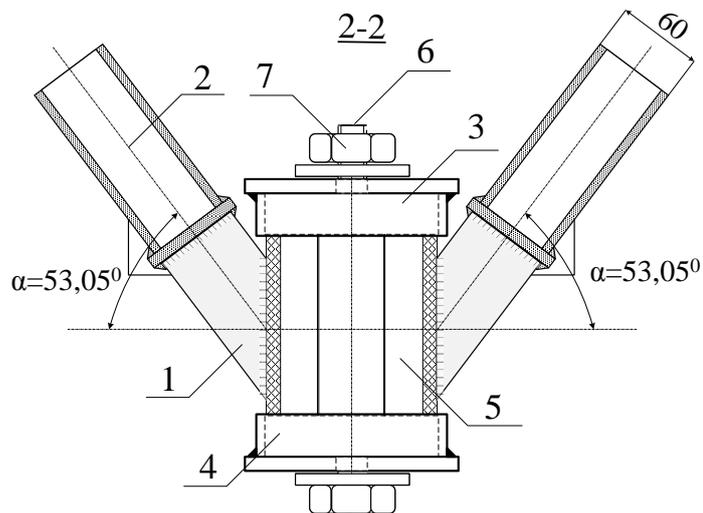


Рис. 2.31 – Сечение 2-2 предлагаемого узла:

1 – секторные наконечники, 2 – раскосы, 3 – верхняя крышка, 4 – нижняя крышка, 5 – вкладыш из композитного материала, 6 – стяжной болт, 7 – гайка

а



б



Рис. 2.32. Узел соединения стержней структурной конструкции:
а – квадратная труба; б – круглая труба

а



б



Рис.2.33. Разрез узла соединения стержней структурной конструкции:
а – квадратная труба; б – круглая труба

2.3.3. Конструктивная система связей сдвига нового типа

Совместное деформирование железобетонной и металлической частей в предлагаемом решении обеспечивается за счет применения дискретно-континуальной системы связей сдвига нового типа (локально-распределенная система) [76, 105, 106].

При традиционном исполнении дискретные (локальные) связи сдвига, находящиеся в железобетонной плите, создают концентрацию плотности потенциальной энергии деформации, что в конечном итоге снижает эксплуатационные качества конструкции из-за возможности появления локальных деструкций (разрушений). А создание целостной дискретно-континуальной системы связей сдвига позволяет достичь квазиравномерного распределения потенциальной энергии деформаций.

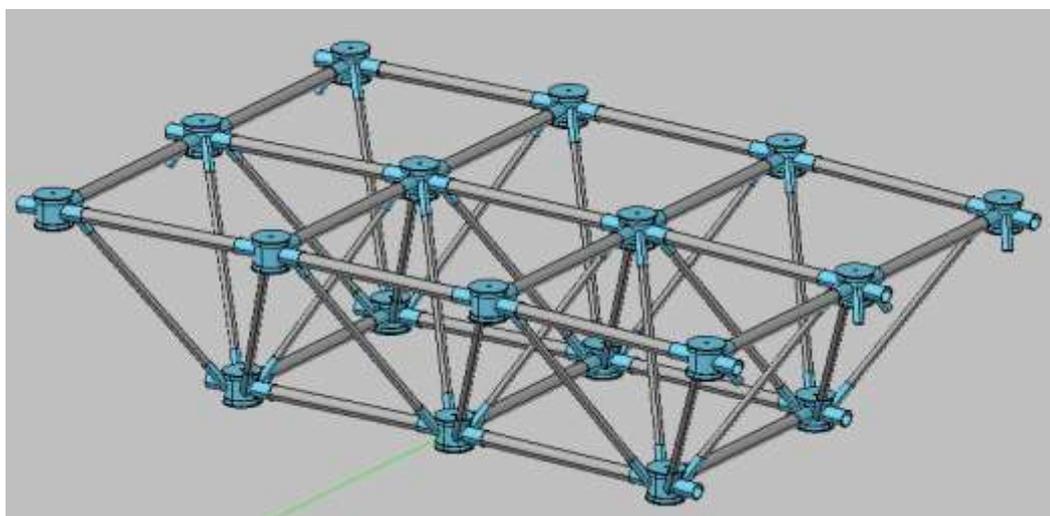


Рис. 2.34. Модульный элемент пролетного строения пешеходного моста

Сталежелезобетонное пролетное строение состоит из железобетонной плиты 1, модульных элементов-ферм 2, которые соединены между собой как поперечными элементами 3 в плоскости верхнего пояса, так и при помощи металлических пластин 4 и нижних связей 5 в плоскости нижнего пояса, а также верхнего пояса 6 и нижнего пояса 7. Через отверстия в крестообразных связях сдвига 8 проходят продольные 9 и поперечные 3 элемента в виде арматуры периодического профиля, которые, в совокупности, и образуют локально-распределенную систему связей сдвига железобетонной плиты. Нижняя арматурная сетка 10 крепится к нижней грани верхнего пояса металлической структуры, а верхняя арматурная сетка 11

укладывается на продольные 9 и поперечные 3 элементы, после чего выполняется бетонирование плиты 1. Крепление поперечных элементов 3 к крестообразным связям сдвига 8 осуществляется при помощи гайки 12.

Объединение раскосов с верхним и нижним поясами в модульном элементе-фермы 2 осуществляется за счет узловой пластины 13 (рис. 2.35–2.38) [76, 105, 106].

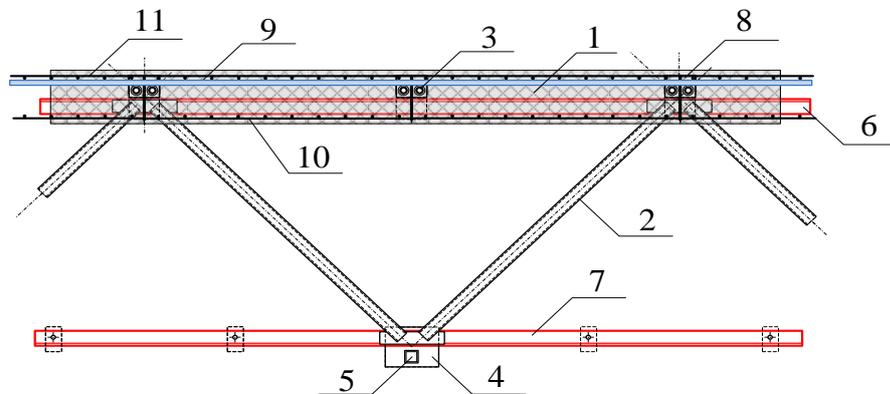


Рис. 2.35. Фрагмент сталежелезобетонного пространственного пролетного строения, верхний пояс которого расположен внутри железобетонной плиты

Монтаж сталежелезобетонного пролетного строения осуществляется путем объединения между собой модульных элементов-ферм 2, установке крестообразных связей сдвига 8, и проходящих через отверстия в них поперечных 3 и продольных 9 элементов. Объединение нижних поясов 7 осуществляется при помощи металлических пластин 4 и нижних связей 5.

На рис. 2.36 представлена конструкция узла верхнего пояса.

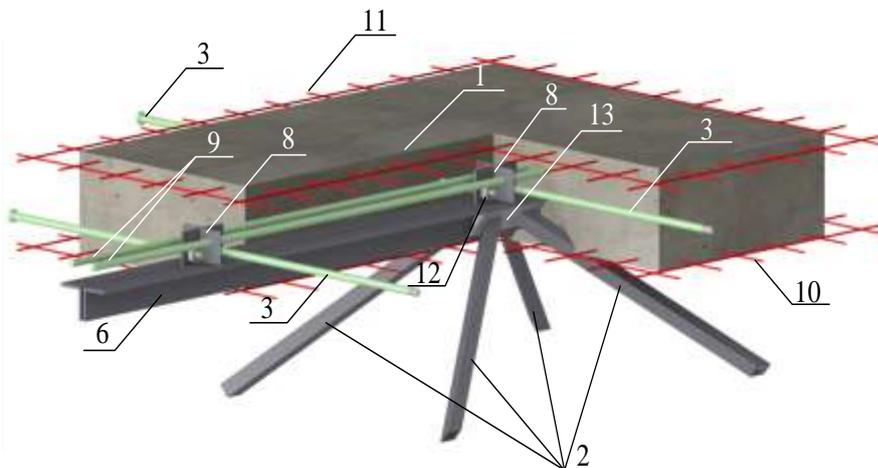


Рис. 2.36. Конструкция узла верхнего пояса

На рис. 2.37 изображен металлический каркас верхнего пояса конструкции.

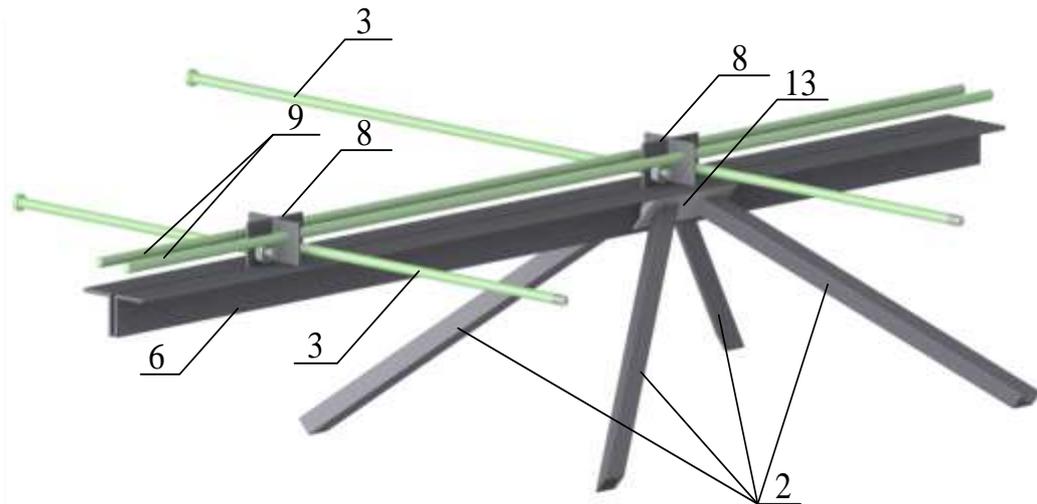


Рис. 2.37. Металлический каркас верхнего пояса конструкции

На рис.2.38 изображены элементы, входящие в состав верхнего пояса металлической конструкции.

Завершающим этапом строительства является укладка верхних 10 и нижних 11 арматурных сеток плиты, установка опалубки и подача бетонной смеси.

Конструктивной особенностью железобетонной плиты является использование захороняемых внутри железобетонной плиты вкладышей

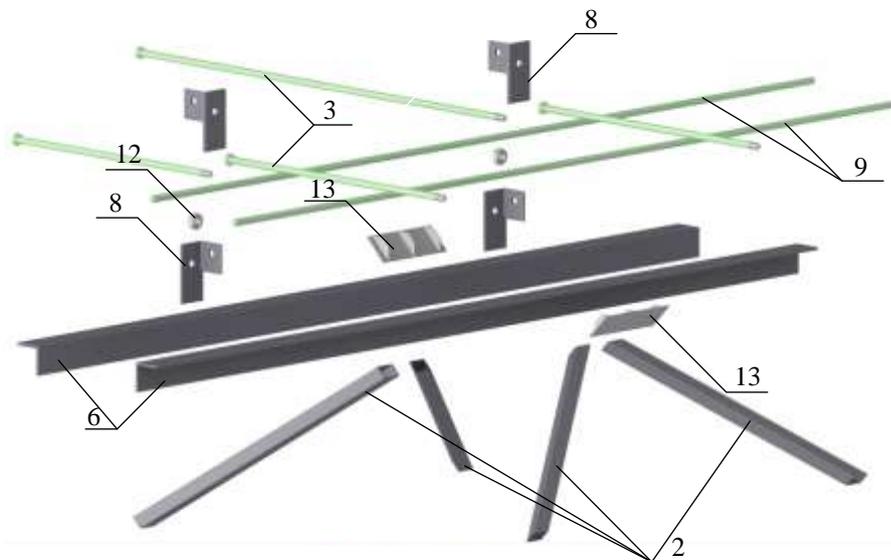


Рис. 2.38. Элементы, входящие в состав верхнего пояса металлической конструкции

(пустотообразователей) из какого-либо доступного, легкого материала (например, пенополистирола, пенопласта, пенополиуретана и др.). Кроме того, вкладышами могут служить емкости, изготовленные из полимеров, плотного картона, проволочного или деревянного каркаса. Технологический процесс бетонирования является двухстадийным: вначале бетонируются нижние полки, а затем, после укладки вкладышей и верхних арматурных сеток, ребра и верхние полки. Данная технология разработана и запатентована В.С. Шмуклером [108].

Поперечное сечение железобетонной плиты с устройством съемной опалубки и вкладышами из пенополистирола приведено на рис. 2.39. Конструктивная толщина плиты в данном случае составляет 15 см, а приведенная толщина бетона 10 см.



Рис. 2.39. Конструкция железобетонной плиты со съемной опалубкой

2.3.4. Каркас пролетного строения с облегченным верхним поясом

Разработано конструктивное решение пролетного строения пешеходного моста, обеспечивающее снижение расхода металла и надежную совместную работу железобетонной и металлической частей конструкции за счет использования арматуры периодического профиля в качестве элементов верхнего пояса, которая, в свою очередь, обладает высоким коэффициентом сцепления с бетоном [106, 143]. Снижение материалоемкости конструкции достигается за счет того, что конструкция верхнего пояса металлических модульных элементов-ферм в пролете между узловыми соединениями (узлами) выполнена из арматуры периодического профиля, а в узловых соединениях (узлах) – из равнобоких уголков, необходимых для объединения плоских ферм при монтаже.

Пролетное строение состоит из железобетонной плиты 1, модульных элементов-ферм 2, которые соединены между собой в плоскости нижнего пояса при помощи металлических пластин 3 и поперечных связей 4, а в плоскости верхнего пояса – поперечными арматурными стержнями 5 с резьбой на концах, фиксируемые гайкой 6. Конструкция верхнего пояса в узловых соединениях выполнена из равнобоких спаренных уголков 7, к которым присоединены раскосы 8 модульного элемента-фермы 2 при помощи узловых элементов 9, а в пролете узловые соединения связаны между собой при помощи продольных непрерывных элементов 10 из арматуры периодического профиля. Нижняя арматурная сетка 11 крепится к нижней грани верхнего пояса металлической структуры, а верхняя арматурная сетка 12 укладывается на продольные непрерывные элементы 10 и отдельные поперечные арматурные стержни 5, после чего выполняется бетонирование плиты 1 (рис. 2.40–2.43).

Монтаж осуществляется путем объединения между собой модульных элементов-ферм 2 по нижнему и верхнему поясам, установке поперечных арматурных стержней 5, проходящих через отверстия в равнобоких спаренных уголках 7 верхнего пояса, а также металлических пластин 3 и поперечных связей 4 нижнего пояса. Завершающим этапом строительства является укладка нижних 11 и верхних 12 арматурных сеток плиты, а также подача бетонной смеси.

На рис. 2.40 изображен модульный элемент фермы пролетного строения пешеходного моста.

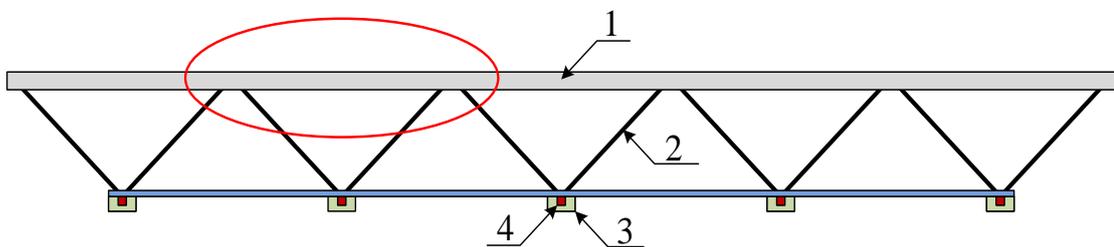


Рис. 2.40. Модульный элемент фермы

Конструкция узлового соединения (узла) верхнего пояса в аксонометрии показана на рис.2.41.

Металлический каркас узлового соединения (узла) верхнего пояса, расположенного внутри железобетонной плиты, приведен на рис. 2.42.

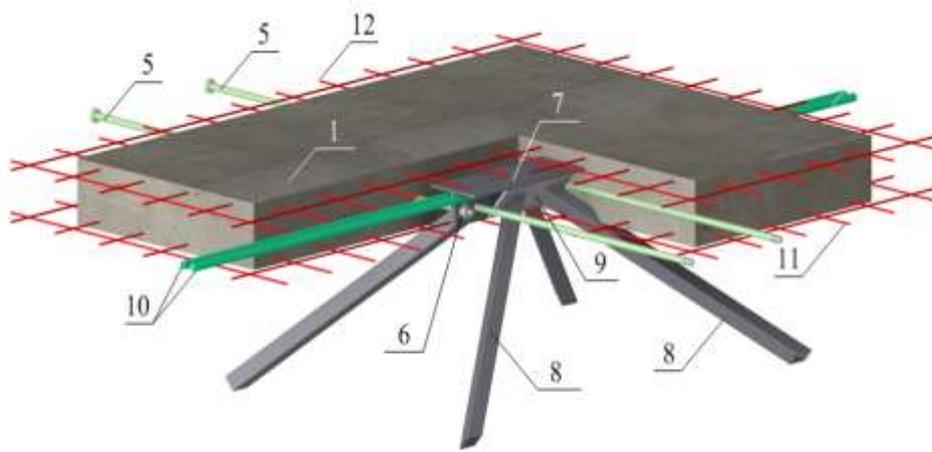


Рис.2.41. Конструкция узлового соединения (узла) верхнего пояса в аксонометрии

Предлагаемые конструкции балочных и арочных пролетных строений обладают малым весом, продолжительным сроком службы, высокой сопротивляемостью ветровым нагрузкам, акустической прочностью и устойчивостью к землетрясениям.

Эффективность рассмотренных выше конструктивных систем для пролетных строений пешеходных мостов подтверждена экспериментальной оценкой проведенных статических и динамических испытаний возведенного модуля пролетного строения пешеходного моста (расхождения между теоретическими и экспериментальными значениями находятся в пределах 8-20 %) [77-81, 85, 86, 143-145, 148], а также внедрением их в практику строительства на объектах промышленно-гражданского строительства в городе Харькове [83].

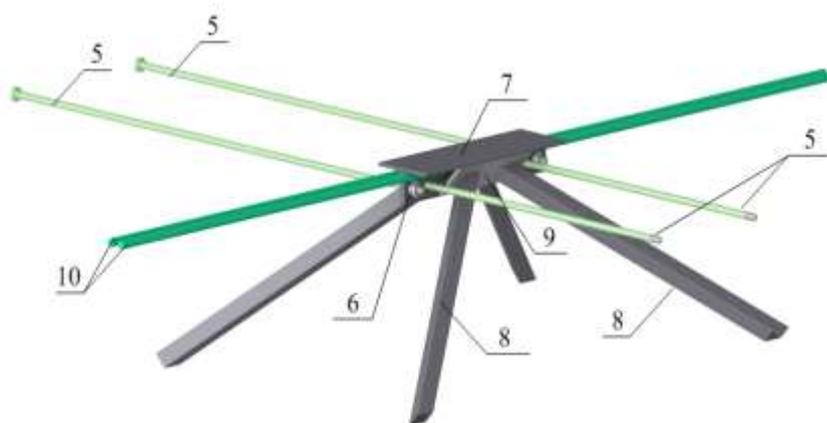


Рис. 2.42. Конструкция узлового соединения (узла) верхнего пояса, расположенного внутри железобетонной плиты

Учитывая этот факт, можно констатировать, что используя разработанные модульные пролетные строения, представляется возможным возводить разнопролетные системы пешеходных мостов: балочных, арочных, вантовых и подвесных (рис. 2.43 и 2.44).



Рис. 2.43. Схема сталежелезобетонного пешеходного моста вантовой системы



Рис. 2.44. Подвесная система сталежелезобетонного пешеходного моста

ГЛАВА 3. МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ПОД ДЕЙСТВИЕМ ВРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК

3.1. Общие вопросы определения напряженно-деформированного состояния пролетных строений

С середины прошлого столетия начали широко применять сборные железобетонные типовые конструкции при сооружении пролетных строений мостов. Сборные мосты, построенные из типовых балок, эксплуатируются и в настоящее время, поэтому выявление их действительной несущей способности и реальной работы под действием временных нагрузок является актуальной проблемой для Украины, поскольку от этого будет зависеть количество средств, которые необходимо задействовать для усиления, уширения и реконструкции мостовых сооружений.

Типовые конструкции были разработаны под определенные временные нагрузки и для определенных габаритов мостов по ширине. Нарушая эти требования типовых проектов, проектанты и строители часто бездумно применяли типовые элементы при строительстве очень узких или очень широких мостов (под словом «очень» мы понимаем те габариты мостов по ширине, которые не соответствуют типовым решениям). Наверное, проектанты и строители считали, что в типовых балках заложены значительные запасы прочности, поэтому балки можно применять для любых габаритов мостов по ширине.

Известно, что распределительная способность пролетных строений зависит от их конструкции, соотношения геометрических размеров (отношения длины пролета к ширине моста), соотношение жесткостей в продольном и поперечном направлениях и способа опирания балок на опоры [26, 92, 97, 102, 109, 113].

Качественный анализ работы пролетных строений при действии на них временных нагрузок приводит к мысли, что в узких пролетных строениях будут перегружены главные балки, а в широких – поперечные элементы (диафрагмы, поперечные балки в диафрагмовых пролетных строениях или плита проезжей части в бездиафрагмовых строениях). Но количественных исследований по этому вопросу практически нет.

Наш опыт обследования мостов показал, что применения типовых балок для мостов любой ширины может привести (в некоторых случаях) к значительному снижению несущей способности пролетных строений и к разрушению конструктивных элементов пролетного строения. В связи с этим приходится уменьшать грузоподъемность сооружений, и часто она становится меньшей, чем это предусмотрено типовыми решениями.

В настоящее время на территории Украины, в соответствии со статическими данными, эксплуатируется порядка 3% ребристых пролетных строений, выполненных из сборного, так и монолитного железобетона, с использованием предварительно напряженной и ненапрягаемой арматуры. Наиболее распространенными (около 65%) являются пролетные строения из сборных предварительно напряженных железобетонных балок, возведенных по типовым проектам. Упомянутые балки объединяются между собой как по плите проезжей части, так и по диафрагмам. Около 62% мостов с ребристыми пролетными строениями имеют длину пролетов от 21 до 33м. Как уже упоминалось ранее, многие мосты были рассчитаны на старые нагрузки [133]. Увеличение интенсивности движения и грузоподъемности современных транспортных средств вызывает необходимость перерасчета таких конструкций на современные нормативные и сверхнормативные нагрузки. Кроме того, новым нормативным документом [122] предусмотрены значительно большие по массе транспортные средства, чем ранее учитываемые, и изменены схемы загрузки элементов мостовых сооружений.

При проектировании пролетных строений используется различные расчетные модели, которые в большей или меньшей степени учитывают пространственный характер работы пролетных строений. Вопрос о выборе модели является краеугольным камнем и обуславливает наилучшим совпадением теоретических результатов с данными испытаний мостов, а также минимизацией временного ресурса, необходимого при проектировании. Существующие методы расчета пролетных строений можно разделить на две группы: методы, в которых конструкция расчленяется на отдельные элементы, связь между которыми устанавливается определенным образом, и методы, в которых пролетное строение рассматривается как единая конструкция, состоящая из плит и системы ребер (балок), совместно воспринимающих нагрузки при любом их расположении на

пролетном строении [113]. Первая группа отличается простотой и наглядностью, однако результаты здесь оказываются не вполне точными, но обычно идущими в запас прочности. В последнее время на кафедре мостов, конструкций и строительной механики разработан метод В.П. Кожушко [49], который позволяет решения этой группы методов применить для любых в конструктивном отношении пролетных строений и с довольно высокой точностью результатов. Вторая группа методов более точно учитывает взаимосвязь между отдельными элементами пролетного строения и дает результаты более репрезентативно сходящиеся с экспериментальными данными, полученным при испытаниях. Однако, они более трудоемки, в связи с чем для их реализации необходимо соответствующее программное обеспечение. Такой способ подхода предлагают в настоящее время Е.В. Бережная и С.Н. Краснов [15] (преподаватели кафедры мостов, конструкций и строительной механики ХНАДУ), а раньше Л.В. Семенцем [113, 115-118] и Н.П. Лукиным [93] были разработаны энергетические методы расчета.

Рассмотрим некоторые примеры применения упомянутых методов решения сложных в конструктивном отношении пролетных строений (сталежелезобетонных, металлических при разных расстояниях между главными балками в поперечном направлении, температурно-неразрезных и т.д.) Достоверность результатов решения будем устанавливать путем их сравнения с данными полученными при испытаниях мостов.

3.2. Исследования работы пролетных строений сталежелезобетонных мостов при неодинаковых сечениях главных балок и неодинаковых расстояниях между ними

Сталежелезобетонные мосты в СССР начали строить в середине XX столетия. Их конструкции описаны в [129, 130]. Сотрудниками кафедры мостов ХАДИ были проведены испытания моста со сталежелезобетонными неразрезными пролетными строениями. По длине этот большой мост состоит из 3 секций. Крайняя и средняя секции имеют по 3 пролета со схемами соответственно 15,80+16,00+17,06м и 33,84+37,60+33,84м. Габарит проезда – Г-14, ширина тротуаров – по 3м. В поперечном сечении пролетные строения имеют 8 металлических главных балок. Расстояния между

двумя средними балками составляет 3,40м, а между всеми остальными – 2м (рис.3.1). Высота балок средней секции $h=1420$ мм, крайних –1120мм. Толщина железобетонной плиты изменяется от 16 до 18см, марка бетона плиты – М-170. Сечения главных балок изменяется по длине пролета [114]. Таким образом, пролетное строение имеет переменную жесткость как в поперечном, так и в продольном направлениях.

В процессе статических испытаний пролетных строений прогибы измерялись в середине пролетов крайних и средних секций прогибомерами системы Максимова (ПМ-3). Пролетные строения нагружались автомобилями «Татра». Испытывали разные пролеты моста, а именно длиной 37,6м и 16м (см. рис. 3.1).

Из описанной схемы моста следует, что пролетное строение представляет собой оригинальную конструкцию, для расчета которой трудно использовать существующие на тот момент способы пространственного расчета мостов, поэтому было принято решение использовать при расчете простейший и наиболее распространенный на время испытаний способ внецентренного сжатия, тем более, что этот способ нашел использование в расчетах сталежелезобетонных мостов [109, 129]. При расчетах пролетных строений изменение моментов инерции главных балок в поперечном сечении моста учитывалось по рекомендациям работы [109], а изменение моментов инерции главных балок в продольном направлении не учитывалось.

Сравнение прогибов (см. рис. 3.1), рассчитанных по методу внецентренного сжатия (линия 2) с прогибами, замеренными при испытаниях (линия 1), показало [114], что метод внецентренного сжатия дает значительное отклонение прогибов от действительных величин в сторону уменьшения теоретических величин по сравнению с величинами, которые замерены при испытании моста. Это свидетельствует о недопустимости использования метода внецентренного сжатия при расчете пролетных строений рассматриваемого типа и про необходимость использовать в этом случае более совершенных методов расчета.

После рассмотрения существующих способов пространственного расчета мостов было установлено, что наиболее допустимым для расчета этого пролетного строения является энергетический метод Л. В. Семенца. Хотя этот метод разработан для расчета пролетных строений разрезных мостов, однако он позволяет довольно

точно и просто, даже при использовании расчетов ручным способом, учитывать конструктивные особенности рассматриваемых пролетных строений и их неразрезность. Это оказалось легко осуществимым при использовании коэффициента поперечного распределения (КПР). При помощи пространственного расчета построена кривая прогибов главных балок неразрезного пролетного строения при фактическом расположении нагрузки с предположением, что оно является разрезным, и определены для каждой главной балки коэффициенты поперечного распределения, которые равны отношению ординаты кривой прогибов под рассматриваемой балкой к сумме всех ординат этой кривой. При помощи коэффициентов поперечного распределения определены величины нагрузок, которые передаются на каждую главную балку. С помощью существующих таблиц для расчета неразрезных балок вычислены величины прогибов под каждой балкой. При этом рассмотрены отдельные балки как такие, что работают независимо одна от другой и нагруженных приходящимися на них нагрузками.

Допустимость такой методики основана на том, что в методе Л.В. Семенца, как и в иных существующих методах пространственного расчета мостов, основное уравнение прогибов пролетного строения представлено произведением двух функций, одна с которых является функцией поперечного распределения прогибов (нагрузок), т.е. изображает изгиб пролетного строения в поперечном направлении, а другая названа функцией обобщенных прогибов, изображает изгиб пролетного строения в продольном направлении. Эти функции независимы одна от другой. Таким образом, функция поперечного распределения нагрузки не зависит от условий закрепления конструкции на опорах и от места приложения в продольном направлении моментных нагрузок (опорных моментов), т.е. не зависит от того, конструкция разрезная, или неразрезная или она консольно-балочная. Отсюда вытекает, что коэффициент поперечного распределения для заданного сечения пролетного строения и для заданного расположения нагрузки является постоянной величиной для каждого пролета.

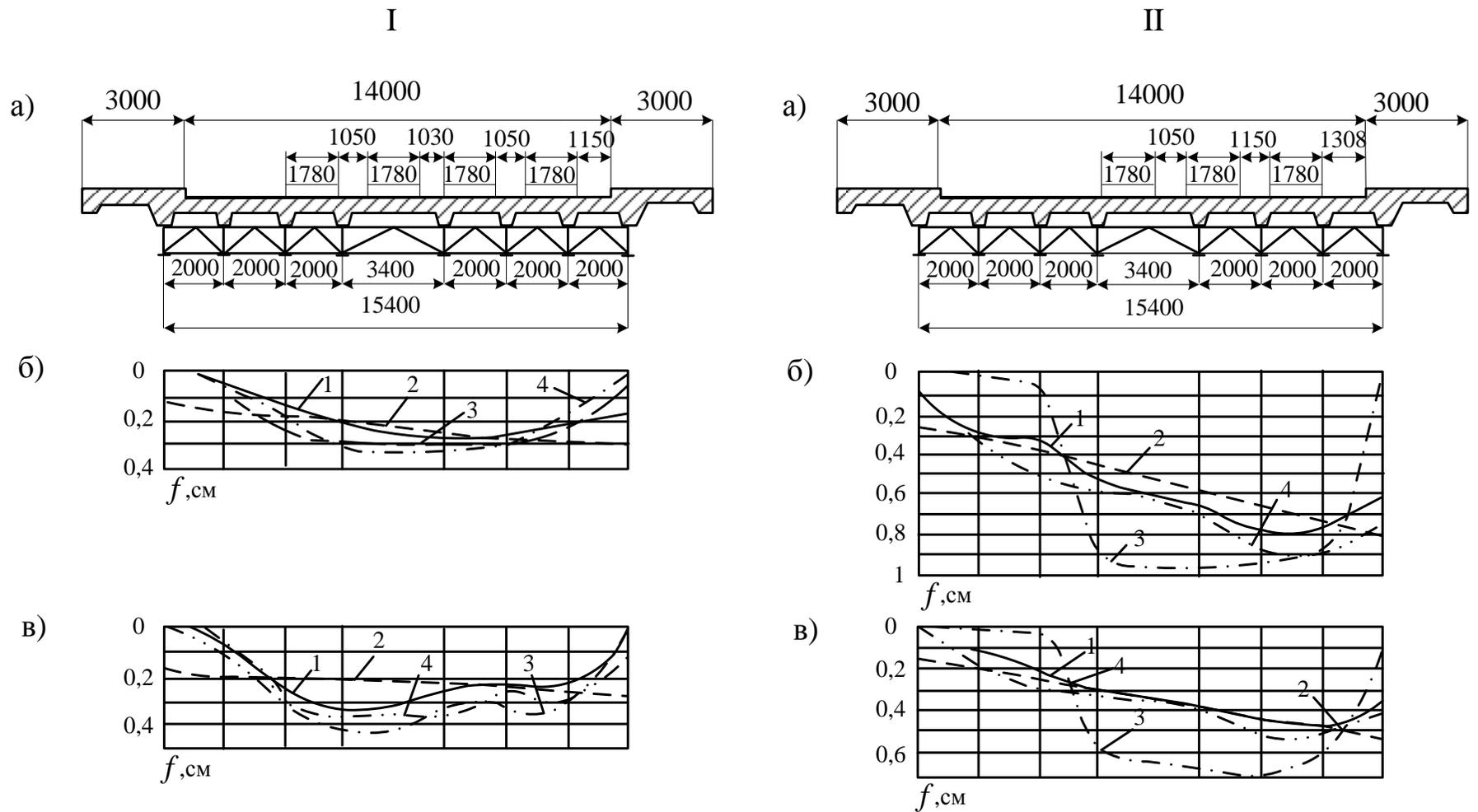


Рис. 3.1. Поперечные сечения (а) пролетов длиной 37,6м (I) и 16,0м (II) и прогибы в их крайних (б) и средних сечениях

Результаты расчетов разными методами приведены на рис. 3.1: кривой 1 на графиках показаны прогибы, замеренные при испытаниях, кривой 2 – прогибы, вычисленные по методу внецентренного сжатия, кривой 3 – по методу рычага и кривой 4 – по методу Л.В. Семенца.

Анализ кривых 2, как уже упоминалось, показывает, что метод внецентренного сжатия в рассматриваемом случае не следует применять, потому что он дает заниженные величины усилий и деформаций по сравнению с действительными. Это наблюдается как для пролетов 15,80+16+17,06м при отношении длины пролета к ширине плиты по проезжей части $\lambda = 16/20=0,8$ и отношении поперечной изгибной жесткости пролетного строения к изгибной жесткости продольной балки $\mu=0,37$, так и для пролетов 33,84+37,60+33,84м при $\lambda=37,60/20=1,88$ и $\mu=0,985$.

Сопоставление кривых 3 с данными испытаний позволяет сделать вывод, что для пролетного строения с относительной поперечной жесткостью $\mu \geq 0,8$ метод расчета не следует применять, потому что в этом случае он дает значительные превышения расчетных усилий. При величинах поперечной жесткости $\mu \leq 0,4$ метод рычага может давать допустимые для предварительных расчетов величины усилий с некоторым увеличением их по сравнению с действительными.

Анализ кривых 4 показывает, что метод Л.В. Семенца дает наилучшее сходжение с кривыми, построенными за данными испытаний. Если в расчетные формулы ввести фактическую жесткость, рассчитанную по данным испытаний, то сходимость улучшится.

Кроме кривых прогибов, были также вычислены величины коэффициентов поперечного распределения (КПР) за данными испытаний и их теоретические величины с использованием указанных методов. При этом было установлено, что максимальная экспериментальная величина КПР для средней секции (пролеты 33,84+37,60+33,84м) составляет 0,191, по методу Л.В. Семенца – 0,190, по методу внецентренного сжатия – 0,209 и по методу рычага – 0,289. По данным испытаний и по методу Л.В. Семенца наиболее нагруженными являются 2 и 3-я от края балки, а по методу внецентренного сжатия – крайняя балка. При загрузении крайней секции (пролеты 15,60+16,00+17,06м) наиболее нагруженными являются средние балки (4,5 и 6-я). Величина КПР по данным испытаний

равна 0,210, по методу Л.В. Семенца – 0,204, а по методу внецентренного сжатия КПП имеет даже заниженную величину, что свидетельствует о том, что при небольших величинах относительной поперечной жесткости пролетных строений метод внецентренного сжатия применять не следует.

Результаты испытаний показали, что объединение железобетонной плиты с металлическими главными балками выполнено надежно и пролетное строение можно рассматривать как сталежелезобетонное, что и было учтено в теоретических расчетах.

Таким образом, при расчетах пролетных строений, которые имеют неодинаковые величины моментов инерции, или главные балки поставлены на неодинаковых расстояниях между осями, следует использовать метод Л.В. Семенца. Этот метод довольно точно отображает действительную работу пролетного строения и позволяет довольно просто (даже без использования ЭВМ), определять усилия и деформации в элементах пролетных строений.

Существующий критерий допустимости использования метода внецентренного сжатия при отношении длины пролета к ширине пролетного строения, которое больше или равно 2, недостаточно и может привести к ошибкам при определении усилий. Более правдивой характеристикой жесткости сечения пролетного строения является предложение Л.В. Семенцом понятие относительной его жесткости μ [113]. Эта жесткость представляет собой отношение суммарной жесткости элементов, которые распределяют нагрузку в поперечном направлении к суммарной жесткости элементов, которые передают нагрузку в продольном направлении. Соответственно с этой характеристикой метод внецентренного сжатия целесообразно применять при $\mu \geq 3$. Метод рычага может быть использован для очень малых величин относительной поперечной жесткости, т.е. для $\mu \leq 3$.

Сравнение экспериментальных и теоретических прогибов, рассчитанных при помощи коэффициента поперечного распределения, подтверждает правильность и целесообразность использования этого понятия в пространственных расчетах всех видов балочных мостов.

3.3. Определение усилий от временной нагрузки в главных балках металлических и сталебетонных балочных пролетных строений нерегулярной структуры по усредненной схеме

При определении усилий в главных балках металлических и сталебетонных пролетных строений предлагается применять метод расчета, разработанный В.П. Кожушко для пролетных строений разрезной, неразрезной и балочно-консольной систем [50-52]. В этих работах приведены данные теоретических расчетов и полевых испытаний железобетонных мостов, которые неплохо совпадают. Железобетонное пролетное строение в поперечном направлении рассматривается как полоса на винклеровском основании. Роль упругих стерженьков играют главные балки. Реализация расчета выполнена методом Б.Н. Жемочкина [35]. В этом случае для определения усилий в главных балках от временной нагрузки следует рассчитать систему уравнений. В этой системе каждое уравнение описывает работу отдельной главной балки, что позволяет легко рассчитывать и нерегулярные системы. Для регулярных систем составлены таблицы ординат линий влияния усилий, передаваемых поперечной полосой на главные балки, для разных соотношений продольной и поперечной жесткостей пролетного строения. Таблицы составлены для количества балок в поперечном направлении от 3 до 20.

Рассмотрим некоторые аспекты расчета с применением предлагаемого метода металлических и сталебетонных пролетных строений, которые после их строительства или реконструкции представляют собой нерегулярные системы. В процессе расчета этих пролетных строений были исследованы такие вопросы:

возможность использования метода В.П. Кожушко для определения усилий в главных балках от временной нагрузки;

определение тех элементов пролетного строения, которые необходимо вводить при расчете поперечной его жесткости;

возможность применения усредненной (эквивалентной) схемы пролетного строения.

Проверим эти положения путем сравнения теоретических и экспериментальных прогибов сталежелезобетонного пролетного строения путепровода, испытанного сотрудниками кафедры мостов ХАДИ в 1970 г. [53, 54, 69]. В поперечном направлении пролетное

строение представлено 6-ю металлическими главными балками, установленными на расстояниях от 1,8 до 3,6м (рис. 3.2), объединенных между собой железобетонной плитой проезжей части и поперечными металлическими связями. Металлические балки выполнены из листовой стали 3, железобетонная плита – из бетона марки М-170, т.е. пролетное строение сооружено по типовому проекту Проектстальконструкции. Расчетный пролет главных балок $l_p = 32,4$ м. Моменты инерции главных балок в середине пролета та-кие: $J_1 = J_6 = 5,564 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$, $J_2 = J_5 = 5,393 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$, $J_3 = J_4 = 6,126 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$.

При статических испытаниях пролетных строений были использованы 4 автомобиля «Шкода – 706», схемы которых приведены на рис. 3.2. При теоретических расчетах по усредненной схеме вводились средние значения моментов инерции главных балок $J_{\text{ред}} = 5,694 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$ и средние расстояния между главными балками $a = 2,56$ м. На рис. 3.3 места условного размещения главных балок показаны штриховыми линиями. Сначала задача решалась при погонном моменте инерции поперечной полосы при изгибе $J_{\text{п}} = 0,649 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$, т.е. при моменте инерции только железобетонной плиты проезжей части. Далее пролетное строение было рассчитано при погонном моменте инерции поперечной жесткости при изгибе $J'_{\text{п}} = 0,797 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$. Такой момент в сумме имеют поперечная плита и поперечные связи. Теоретические прогибы откладывались под условными балками, экспериментальные – под действительными. Эти прогибы получены при расчете пролетного строения без учета крутящих моментов, действующих на главные балки. Из рис. 3.3 видно, что теоретические и экспериментальные линии прогибов практически совпадают.

Были также определены экспериментальные и теоретические коэффициенты поперечного распределения (КПР), которые приведены в табл. 3.1, 3.2. Теоретические КПР рассчитаны при разных моментах инерции сечения поперечного элемента.

Анализ данных табл. 3.1 показал, что экспериментальные и теоретические КПР отличаются, в основном, на 2,9-45,7%. Лучшие результаты получены при введении момента инерции $J'_{\text{п}} = 0,797 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$ (см. табл.3.2). Экспериментальные и теоретические КПР отличаются на 0,8- 12,1%.

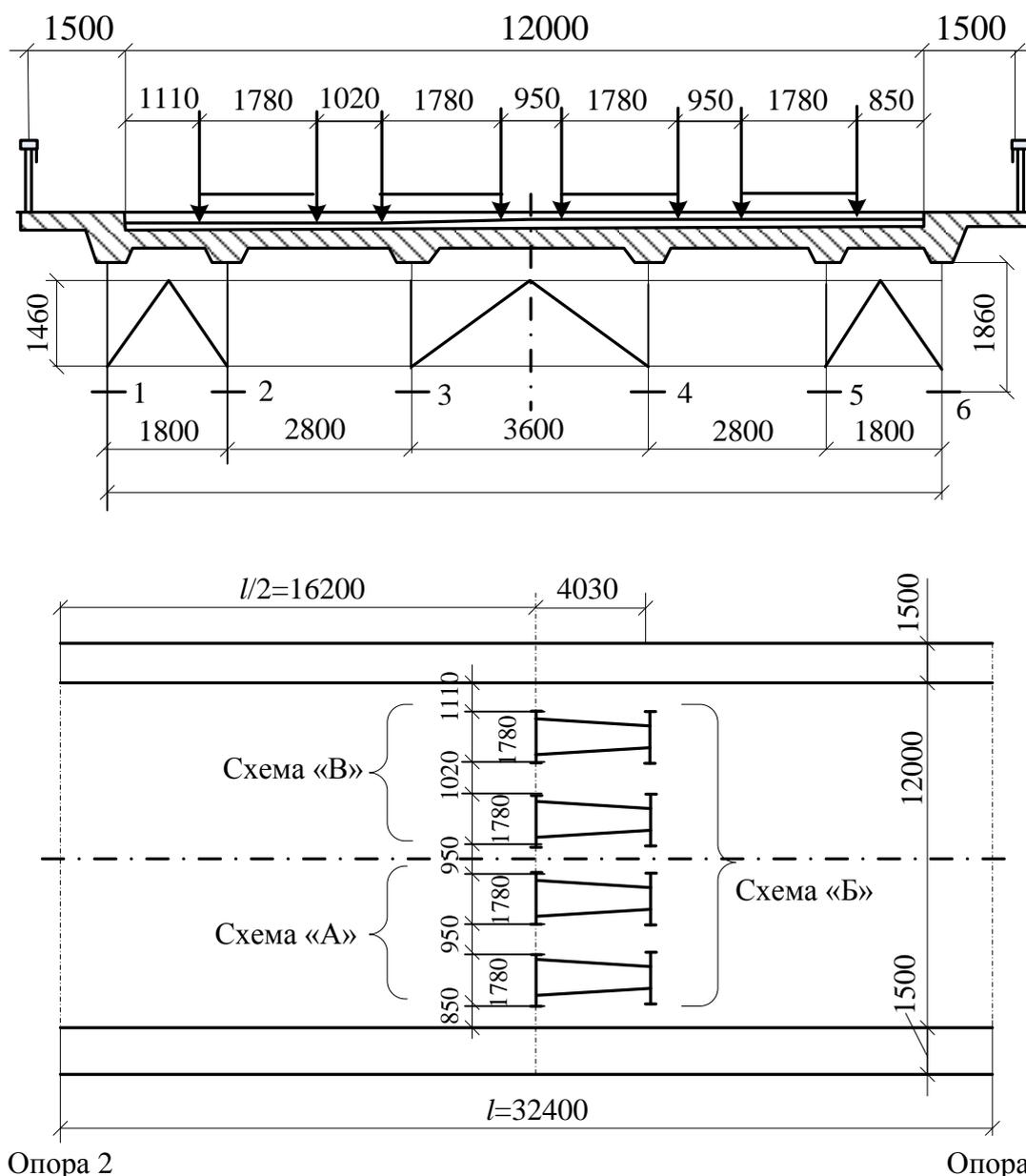


Рисунок 3.2. Схемы загрузки пролетного строения испытательной нагрузкой

В настоящее время в эксплуатации находится значительное количество металлических мостов, пролетные строения которых выполнены в виде нерегулярной схемы, поскольку их строили из различных профилей, которые имелись в наличии.

При реконструкции металлических балочных мостов (с целью доведения их габаритов по ширине до нормативных требований) с одной или двух сторон пролетного строения устанавливаются дополнительные главные балки [42], конструкция и размеры которых (а, значит, изгибная и крутильная жесткости) могут значительно отличаться от таковых главных балок существующего уширяемого

моста. В связи с этим стоит вопрос исследования распределительной способности этих систем при воздействии на них временных нагрузок. Понятно, что при этом следует применять при расчете пролетных строений такие методы пространственного расчета, которые бы отображали их реальную работу. Некоторые методы изложены в работе [41].

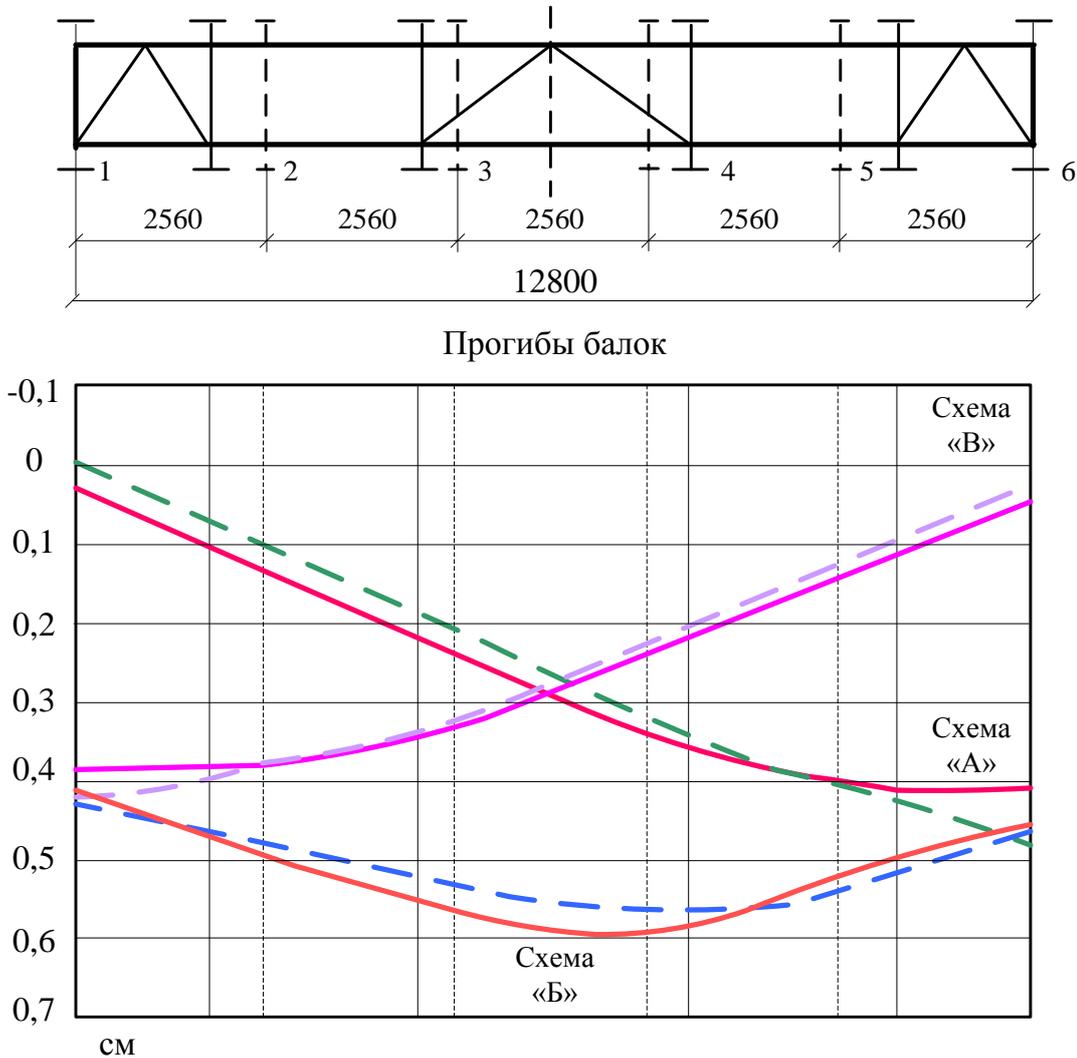


Рисунок 3.3. Теоретические и экспериментальные линии прогибов главных балок

Рассмотрим задачу о распределяемой способности разрезного металлического пролетного строения резко нерегулярной схемы при наличии 4-х главных балок в поперечном направлении. В 2011 году сотрудниками кафедры мостов, конструкций и строительной механики ХНАДУ проведены обследования и испытания моста через р. Уды в пос. Васищево Харьковской области [54].

Таблица 3.1

Экспериментальные и теоретические значения коэффициентов поперечного распределения (при $J_{II} = 0,649 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$)

Балки	Схемы загрузки					
	Схема «а»		Схема «б»		Схема «в»	
	экспериментальные	теоретические	экспериментальные	теоретические	экспериментальные	теоретические
1	0,029	-0,0425	0,138	0,096	0,255	0,235
2	0,069	0,055	0,160	0,171	0,250	0,2875
3	0,140	0,165	0,185	0,226	0,233	0,2875
4	0,237	0,265	0,197	0,230	0,144	0,195
5	0,256	0,310	0,166	0,190	0,081	0,070
6	0,270	0,2625	0,154	0,116	0,036	-0,030

Таблица 3.2

Экспериментальные и теоретические значения коэффициентов поперечного распределения (при $J'_{II} = 0,797 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$)

Балки	Схемы загрузки					
	Схема «а»		Схема «б»		Схема «в»	
	экспериментальные	теоретические	экспериментальные	теоретические	экспериментальные	теоретические
1	0,029	-0,010	0,138	0,136	0,255	0,2825
2	0,069	0,0675	0,160	0,161	0,250	0,255
3	0,140	0,125	0,185	0,169	0,233	0,2125
4	0,237	0,2125	0,197	0,1825	0,144	0,1525
5	0,256	0,265	0,166	0,174	0,081	0,0825
6	0,270	0,3025	0,154	0,1575	0,036	0,125

Пролетные строения моста – металлические, выполнены из различных профилей (рис.3.4). Крайние балки (балки 1 и 4) представляют собой два рельса типа *I-a*, сваренных головками. Общая

площадь поперечного сечения $A=111,28\text{см}^2$, момент инерции $J = 8463\text{см}^4$, высота сечения $h = 28\text{см}$, ширина полок $b = 12,5\text{см}$.

Средние балки (балки 2 и 3) выполнены из сваренных между собой 3-х элементов: верхний элемент – это рельс I-а, перевернутый головкой вниз и приваренный к двутавру №20 а, расположенному ниже рельса; к нижней полке двутавра приварена треугольная металлическая сварная ферма вершиной вниз. Ферма выполнена примитивно из уголков: пояса – из равнобоких уголков калибра 75, решетки – из равнобоких уголков калибра 50. Расположение элементов решетки произведено с нарушением норм. Расстояния между главными балками составляют: между балками 1 и 2 – 106см, между балками 2 и 3 – 163см, между балками 3 и 4 – 120см.

По главным балкам поперек моста уложены дубовые поперечины сечением $100\times 80\text{мм}$ каждая. По поперечинам устроены колеи шириной 60см из досок толщиной 50мм, по которым осуществляется движение транспорта. Ширина моста между перилами составляет 4,75м. Таким образом, пролетные строения представляют собой резко нерегулярную систему, которую, несмотря на примитивную конструкцию пролетных строений, рассчитать очень трудно.

В качестве испытательной нагрузки использован автосамосвал КрАЗ-256Б общей массой 26,5т. Прогибы главных балок замерялись прогибомерами Максимова.

Расчет пролетного строения на испытательную нагрузку произведен по методу В.П. Кожушко. При этом рассмотрены две расчетные схемы. Первая схема – усредненная, т.е. изгибная жесткость всех балок принята средней, равной $E_S J_S = 0,676055 \cdot 10^5 \text{кНм}^2$, расстояния между балками в поперечном направлении назначены одинаковыми ($d_{\text{ср}} = 1,297\text{м}$). Построение линий влияния сил, передаваемых на главные балки (см. рис. 3.4, сплошные линии), выполнены по ординатам, полученным для показателя гибкости системы, в которой входят усредненные показатели. При расчете во второй схеме вводились истинные изгибные жесткости главных балок (для балок 1 и 4 – $E_S J_1 = 17772 \text{кНм}^2$, для балок 2 и 3 – $E_S J_2 = 117449 \text{кНм}^2$) и истинные расстояния между балками в поперечном направлении: $d_1 = 1,06\text{м}$, $d_2 = 1,63\text{м}$, $d_3 = 1,20\text{м}$. По данным расчета построены линии влияния сил (см. рис. 3.4, пунктирные линии). Как видно из рисунка, балки 2 и 3 (они более жесткие) воспринимают больше

усилия по сравнению с усилиями, полученными по усредненной схеме.

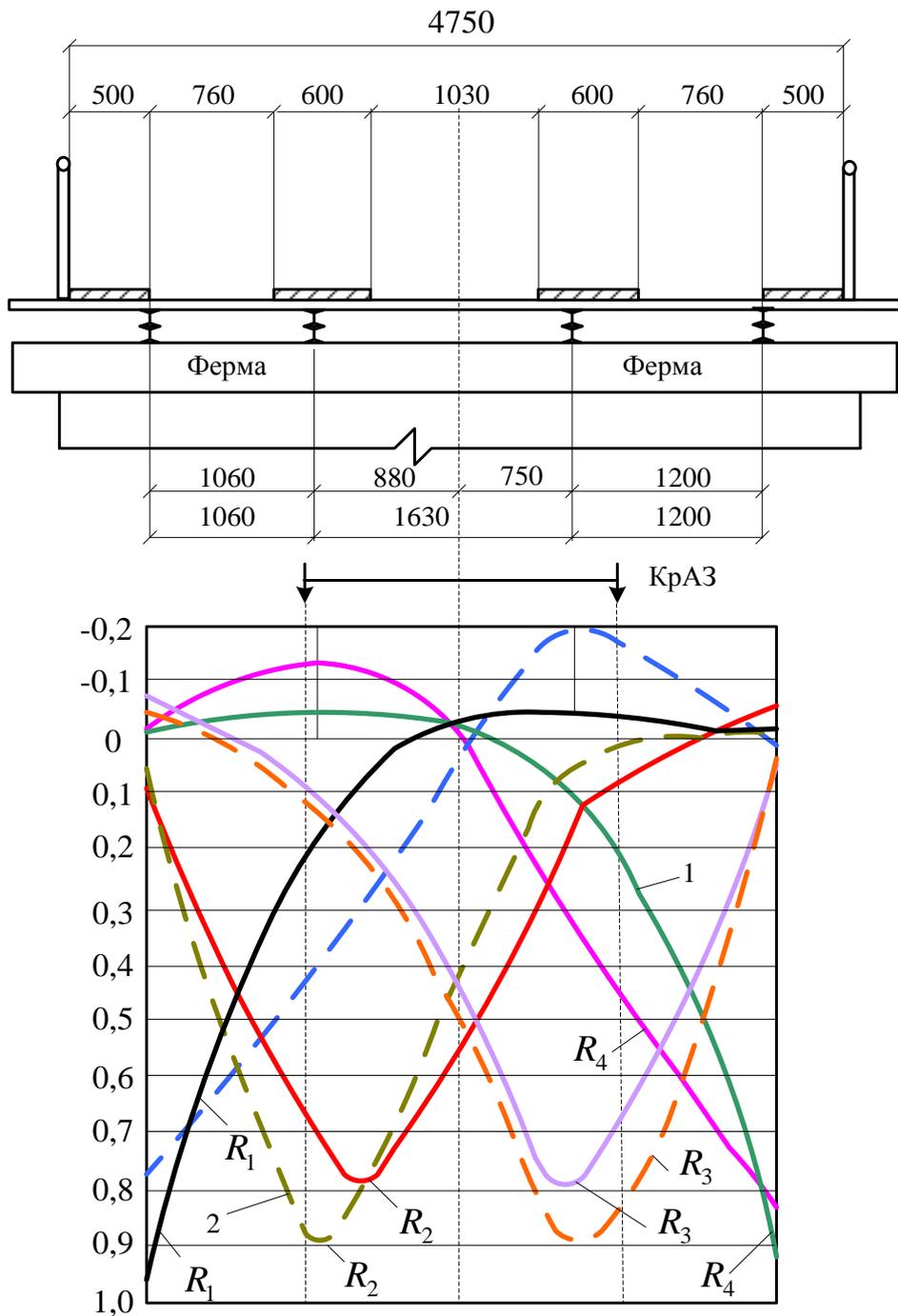


Рисунок 3.4. Линии влияния сил: 1- по усредненной схеме; 2 – по истинной схеме

После загрузки линий влияния сил испытательной нагрузки (см. рис. 3.4) были определены коэффициенты поперечного распределения (КПР). Они равны при расчете:

по усредненной схеме – $K_{ПР_1}=0,105$; $K_{ПР_2}=0,395$; $K_{ПР_3}=0,395$; $K_{ПР_4}=0,105$;

по истинной схеме – $K_{ПР_1}=0,085$; $K_{ПР_2}=0,420$; $K_{ПР_3}=0,410$; $K_{ПР_4}=0,090$.

При испытаниях получены несколько иные значения КПР: $K_{ПР_1}=0,062$; $K_{ПР_4}=0,043$.

Таким образом, коэффициенты поперечного распределения, вычисленные с использованием истинной расчетной схемы, отличаются от коэффициентов поперечного распределения, полученных с применением усредненной схемы в 0,81 – 1,063 раза. Для наиболее нагруженной балки (балка 2) КПР отличаются на 6,3%. Если учесть влияние постоянной нагрузки при определении суммарных внутренних усилий или деформаций главной балки 3, то отличие в этих усилиях и деформациях, рассчитанных по разным расчетным схемам, будет около 4%.

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Предложенный метод расчета [50-52] железобетонных балочных пролетных строений может быть применен при определении распределительной способности металлических и сталежелезобетонных пролетных строений.

2. При расчете этих пролетных строений в большинстве случаев неплохие результаты дает усредненная схема пролетного строения.

3. При расчете металлических балочных пролетных строений резко нерегулярной схемы с малым количеством главных балок (4 и менее) следует учитывать реальные (а не усредненные) характеристики элементов.

4. При расчете металлических сталежелезобетонных пролетных строений следует учитывать поперечную жесткость железобетонной плиты и поперечных связей.

5. Метод расчета позволяет установить истинную конструкцию пролетного строения, т.е. определить является ли пролетное строение металлическим с железобетонной плитой или сталежелезобетонным.

6. Для определения усилий или деформаций в самой нагруженной главной балке (при малом количестве главных балок в по-

перечном направлении) может быть использована и усредненная схема расчета пролетных строений.

3.4. Использование усредненной схемы при расчете балочных железобетонных пролетных строений нерегулярной системы

В настоящее время в эксплуатации находится значительное количество автодорожных железобетонных мостов, пролетные строения которых представляют собой нерегулярные системы, т.е. системы, в которых главные балки имеют различную изгибную жесткость по причине различных расстояний между ними в поперечном направлении, различного количества рабочей арматуры в крайних и средних балках или различной высоты крайних и средних балок. В монолитных пролетных строениях мостов, построенных до второй мировой войны или даже в начале XX столетия, различная изгибная жесткость главных балок связана еще с различной шириной плиты, вводимой в совместную с ребрами главных балок работу (например, в крайних балках в совместную работу вводится монолитная тротуарная консоль).

Поскольку большинство эксплуатируемых автодорожных мостов Украины не соответствует требованиям современных норм по габариту (ширине проезжей части) [124, 126] или по грузоподъемности [122], то их приходится уширять и усиливать с помощью монолитных или сборных накладных плит, а также установки с одной или двух сторон пролетного строения дополнительных балок, частично по геометрическим размерам, форме поперечного сечения и армированию не соответствующим главным балкам существующего сооружения [42]. Таким образом, заранее проектируются пролетные строения нерегулярной системы.

Для определения грузоподъемности этих пролетных строений или их распределительной способности используются методы, изложенные в работах [41, 89, 116-118, 136], но для реализации задачи этими методами необходимо иметь в наличии сложные программы расчета на ЭВМ.

Рассмотрим возможность использования для этих систем пролетных строений усредненной схемы расчета, предложенного В.П. Кожушко [50-52]. При этом введем следующие предпосылки:

расстояние между крайними (левой и правой) балками, т.е. ширина пролетного строения $B_{стр}$, остается прежним (как в нерегулярной системе);

расстояние между всеми главными балками в поперечном направлении одинаковы и равны $B_{стр} / (n - 1)$, где n – количество главных балок в поперечном сечении пролетного строения;

изгибная и крутильная жесткость всех главных балок принимается средними;

ординаты линий влияний усилий на главные балки, передаваемые поперечными элементами, откладываются под условно расположенными балками регулярного пролетного строения. В этом случае при построении линий влияния усилий, передаваемых на главные балки, можно воспользоваться составленными В.П. Кожушко таблицами ординат линий влияния для широкого диапазона показателей гибкости системы α [50, 51], изменяющегося от 0 до 100 для количества балок в поперечном направлении от 3 до 20;

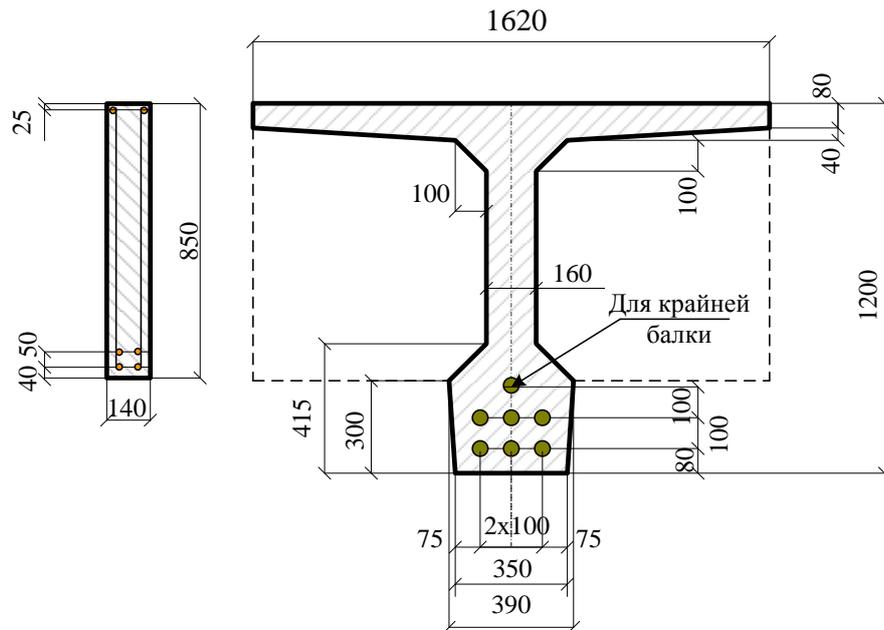
после выявления распределительной способности пролетного строения (скажем, путем определения коэффициента поперечного распределения) в дальнейших расчетах используются истинные расстояния между главными балками в поперечном направлении моста и истинные изгибные, а также крутильные [49, 55] жесткости главных балок.

Для проверки этих предпосылок была исследована работа нерегулярного пролетного балочного разрезного железобетонного пролетного строения моста через р. Псёл в г. Сумах [56], обследованного и испытанного в 2009 году сотрудниками кафедры мостов, конструкций и строительной механики ХНАДУ.

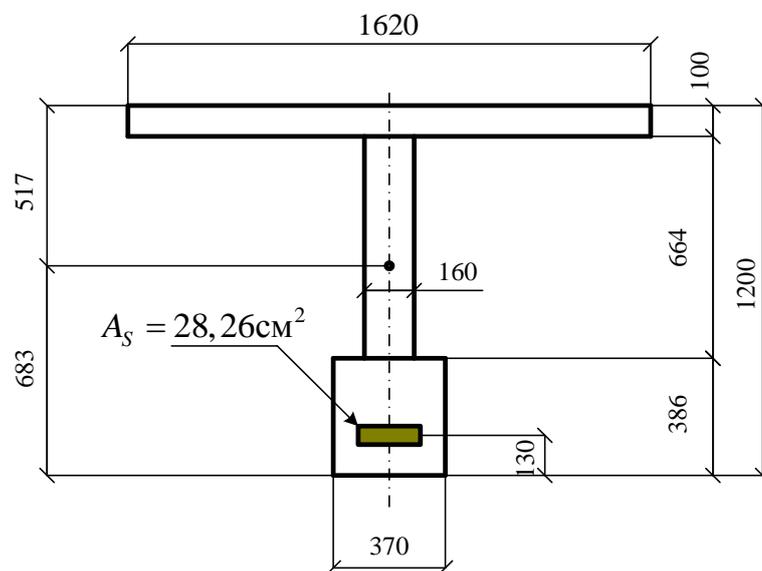
Мост представляет собой шестипролетное сооружение, построенное по схеме $6 \times 22,2$ м. Все шесть пролетов моста выполнены из сборных диафрагменных предварительно напряженных балок длиной 22,16 м и высотой 1,20 м (типовой проект 122-63 Союздорпроекта, рис. 3.5).

В поперечном направлении пролетного строения установлено 12 главных балок. Расстояния между средними балками 2-10 колеблются в пределах 1,65 ... 1,68 м. Крайние балки 1 и 12 установлены на расстоянии 2,71 м от промежуточных балок (рис. 3.8). Увеличение

а) фактическое сечение промежуточной балки



б) приведенное сечение промежуточной балки



$$\begin{aligned}
 A_{\text{прив}} &= 4280,16 \text{ см}^2 & S_{\text{прив}} &= 292348,86 \text{ см}^3 & I_{\text{прив}} &= 8425456,1 \text{ см}^4 \\
 I_{\text{круч}} &= 386957 \text{ см}^2 & I_{\text{диафр}} &= 792351,11 \text{ см}^4 & E_{\text{бет}} &= 360000 \text{ кг / см}^2
 \end{aligned}$$

Рис. 3.5. Конструкции главной балки пролетного строения по типовому проекту 122-63

расстояния между этими балками связано с расположением под мостом с обеих его сторон металлических трубопроводов. Балки 1 и 12 соединены соответственно с балками 2 и 11 с помощью металличе-

ских связей. Крайние балки армированы 7-ю пучками арматуры (см. рис. 3.5). Пучок состоит из 24 проволок диаметром 5мм. Таким образом, площадь поперечного сечения арматуры в крайних балках составляет $32,97\text{см}^2$, а в промежуточных $28,26\text{см}^2$. Модуль упругости арматуры $E_p = 1,8 \cdot 10^8$ кПа. Расчетное сопротивление высокопрочной арматуры на стадии эксплуатации $R_{н2} = 9,8 \cdot 10^4$ кПа (9800кг/см^2). Обозначение расчетного сопротивления принято по нормам [133]. Марка бетона (при разработке типового проекта применялись марки, а не классы бетона) по типовому проекту – М-400, модуль упругости бетона $E_c = 3,5 \cdot 10^7$ кПа.

Испытанию было подвержено пролетное строение №1. В качестве испытательной нагрузки использованы автомобили КраЗ. Середина пролета № 1 загружалась 8-ю автомобилями, поставленными задними бортами друг к другу (рис. 3.6). При испытании пролетного строения были предусмотрены 2 схемы загрузки (см. рис. 3.6): схема 1 – несимметричная, когда были установлены 4 автомобиля (автомобили 1,5,6,4); схема 2 – примерно симметричная, когда загрузка производилась 8-ю автомобилями. Все автомобили были взвешены. Результаты взвешивания приведены в табл. 3.3.

Вертикальные перемещения (прогибы главных балок в середине пролета) замерялись прогибомерами Максимова. Для замеров прогибов было установлено 12 прогибомеров (рис.3.7).

Для определения теоретических прогибов главных балок пролетного строения использован, как уже упоминалось, метод В.П. Кожушко [50,51], для чего были построены линии влияния сил, передаваемых поперечными элементами пролетного строения на главные балки (рис. 3.8). На этом же рисунке показаны и схемы загрузки линий влияния испытательной и реальными нагрузками.

По данным испытаний и теоретических расчетов построены линии прогибов (рис. 3.9) от испытательной нагрузки.

Характер экспериментальных и теоретических линий прогибов идентичен, что говорит о правильности выбранного метода расчета и возможности применения усредненной схемы пролетного строения при анализе его распределительной способности. На рис. 3.8. штрих-пунктирными линиями показаны линии прогибов, получен-

ные с учетом коэффициента $K = \sum y_{\text{экс}} / \sum y_{\text{теор}}$, где $\sum y_{\text{экс}}$ – сумма экспериментальных прогибов, $\sum y_{\text{теор}}$ – сумма теоретических прогибов.

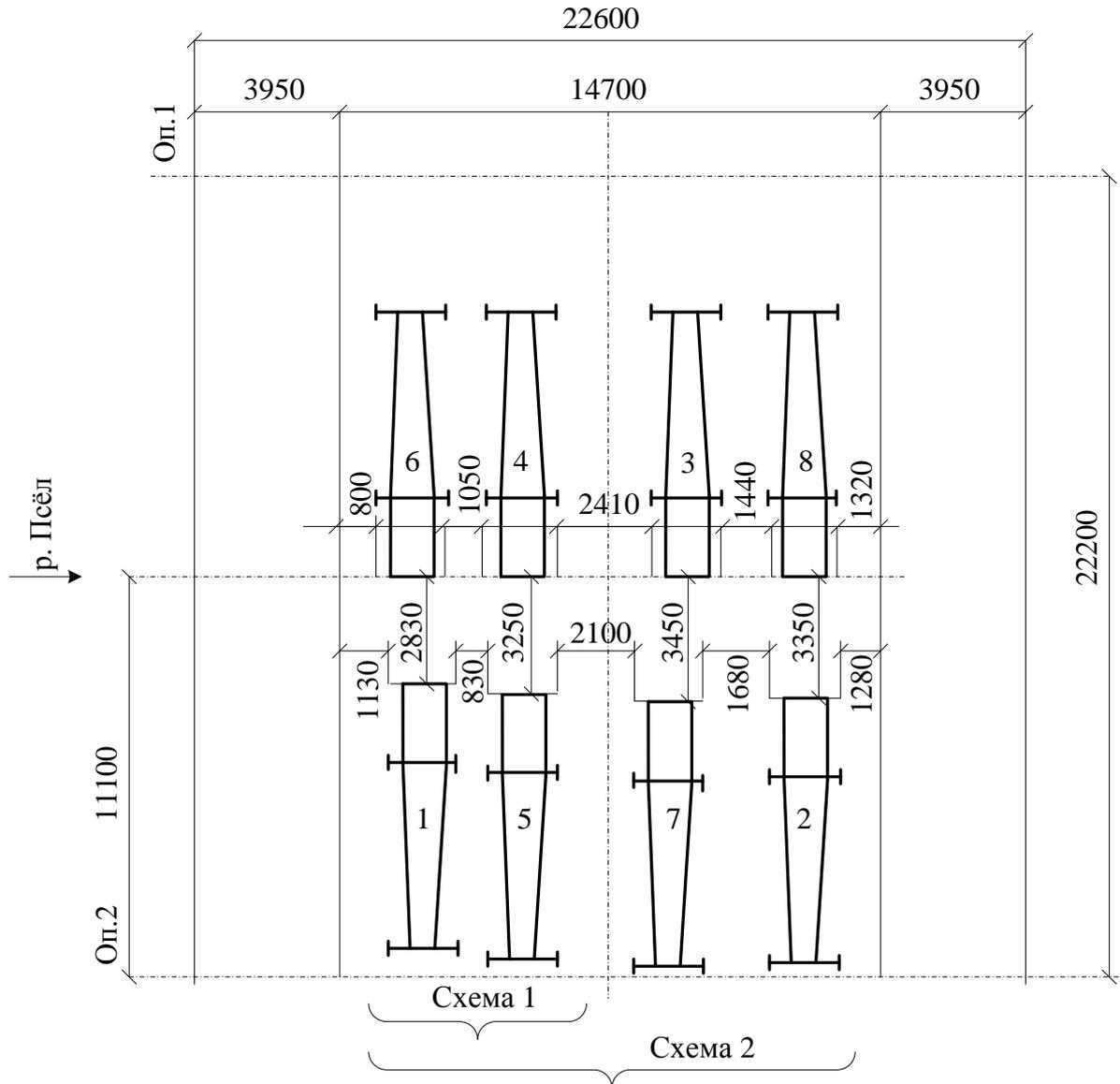


Рис. 3.6. Схемы загрузки пролетного строения испытательной нагрузкой

Распределительную способность пролетного строения можно охарактеризовать и величинами коэффициента поперечного распределения. Значения экспериментальных и теоретических коэффициентов поперечного распределения приведены в табл. 3.4.

Из табл. 3.4 видно, что экспериментальные и теоретические значения коэффициентов поперечного распределения близки.

Масса автомобилей, используемых при испытании моста

Номера автомобилей	Масса автомобилей, т	Передается, т	
		На переднюю ось	На задние оси
1	22,30	4,30	2×9,00
2	22,65	4,15	2×9,25
3	22,60	4,40	2×9,10
4	22,90	4,10	2×9,40
5	22,40	4,50	2×8,95
6	18,90	5,10	2×6,90
7	22,90	3,90	2×9,50
8	22,40	4,50	2×8,95

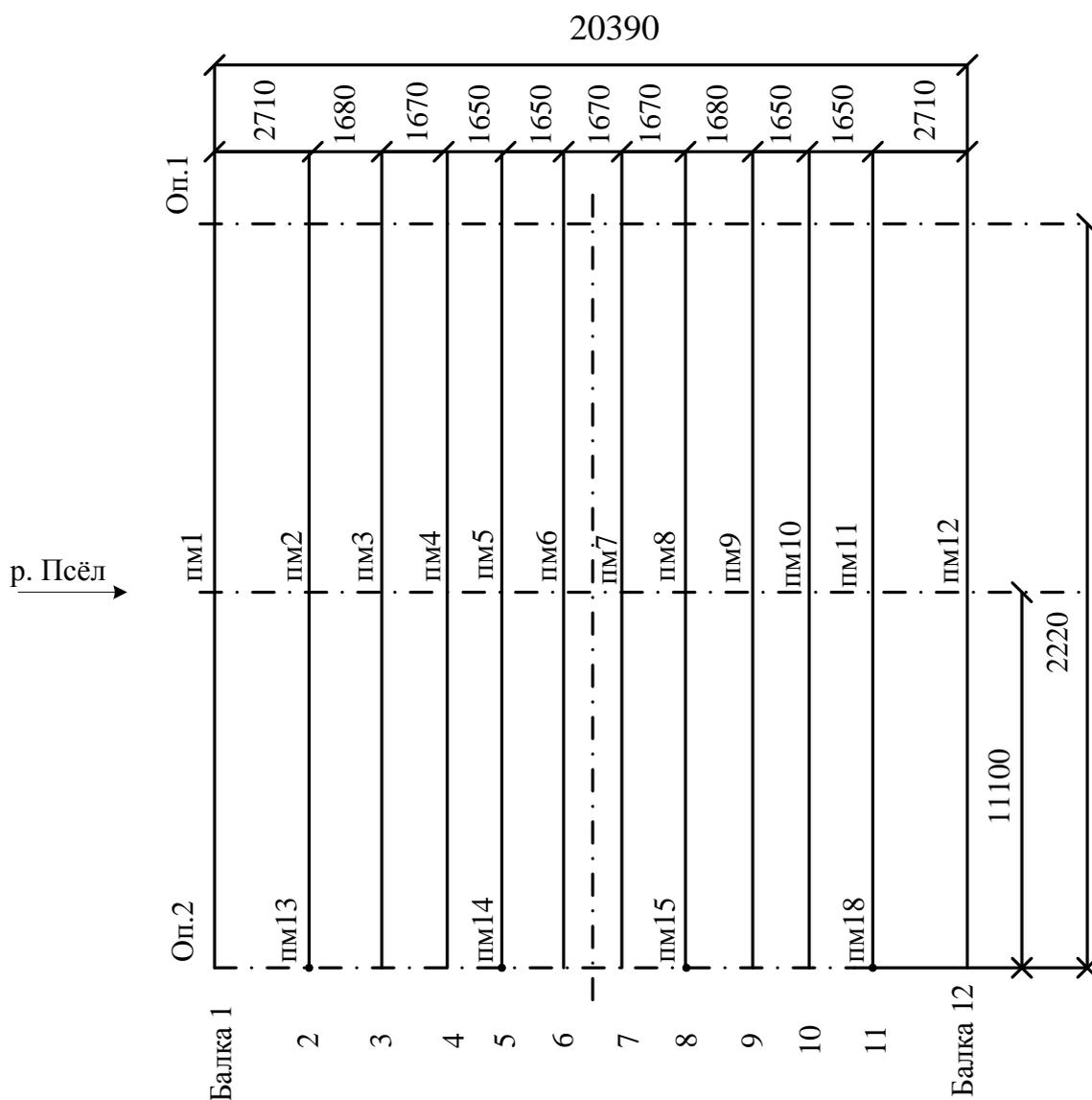


Рис. 3.7. Схема установки прогибомеров

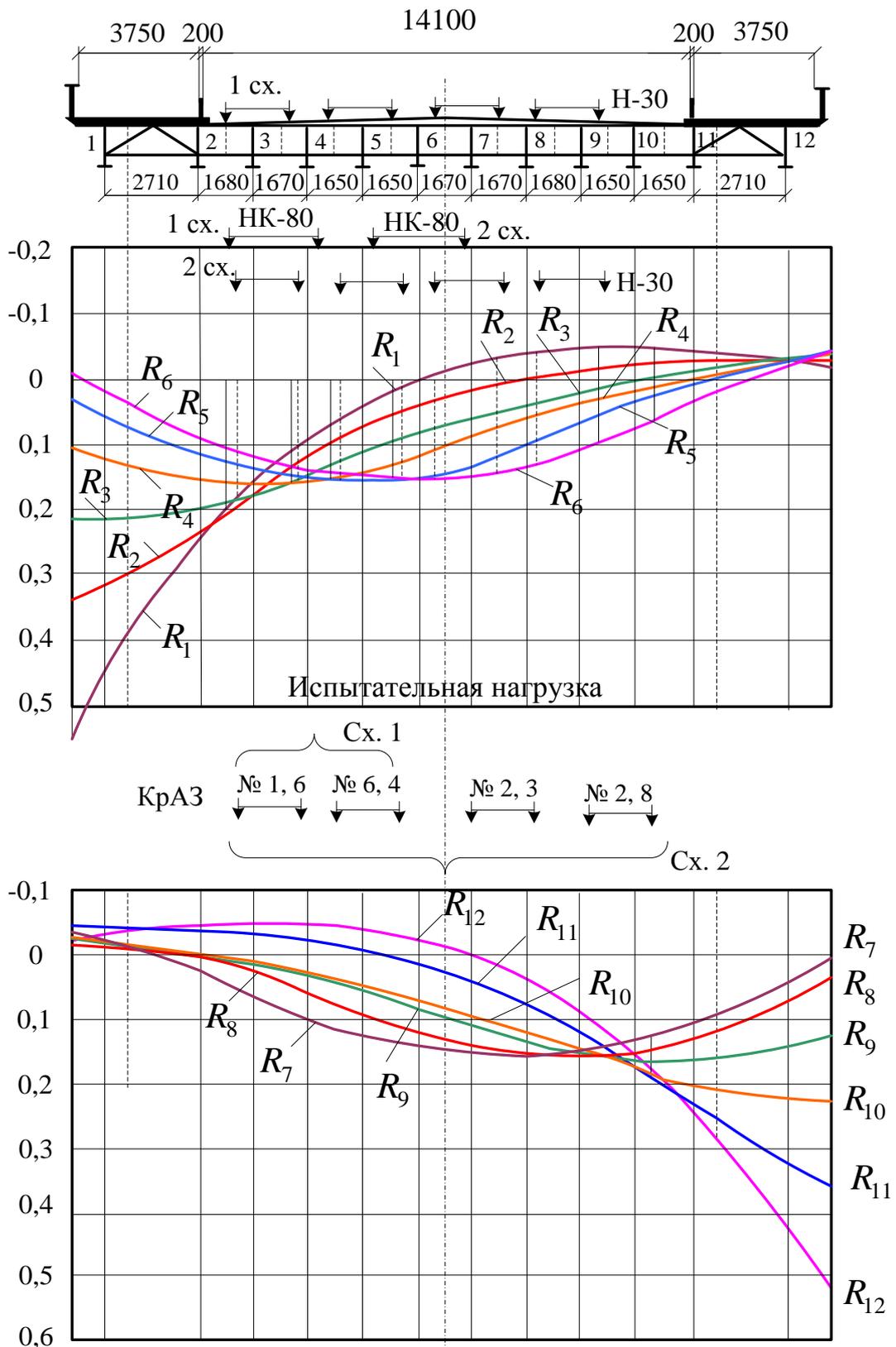


Рис. 3.8. Линии влияния усилий, передаваемых на главные балки

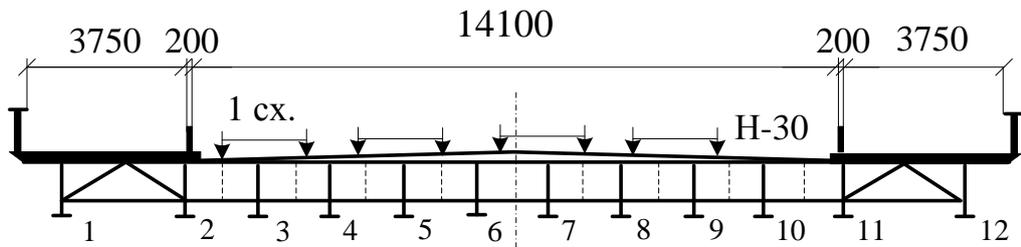


Схема загрузкиения 1

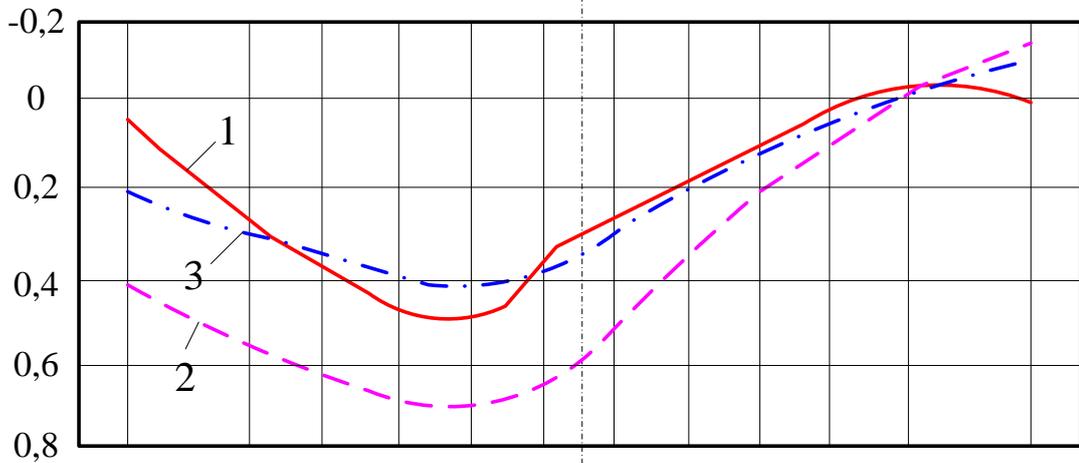


Схема загрузкиения 2

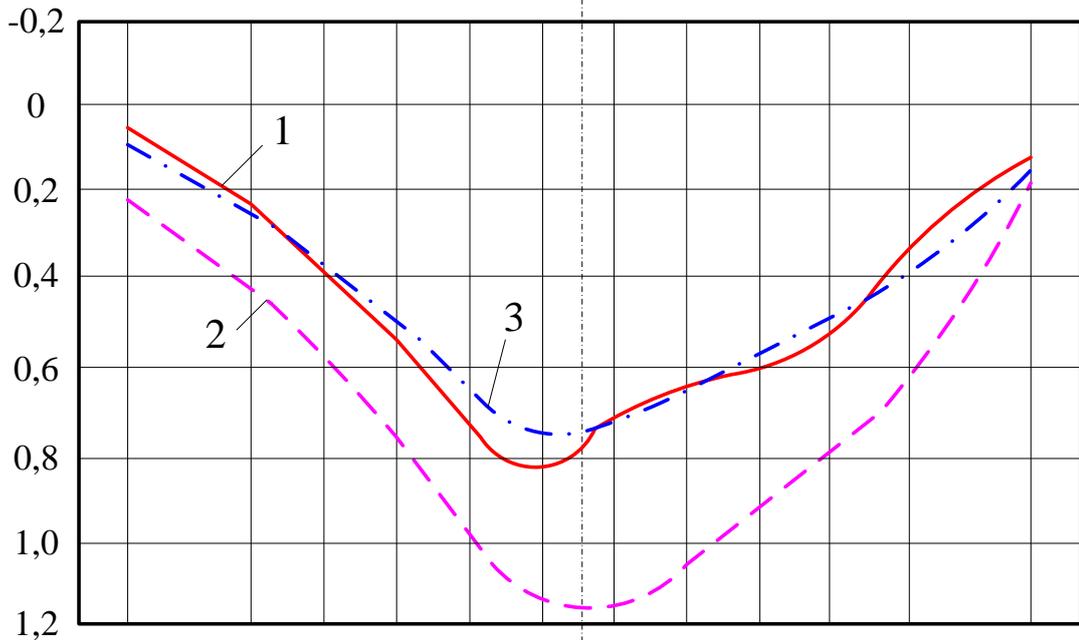


Рис. 3.9. Линии прогибов главных балок в середине пролета: 1 – экспериментальные; 2 – теоретические; 3 – теоретические с учетом переводного коэффициента K

Значение коэффициентов поперечного распределения

Балка 1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Схема загрузки 1												
Экспер.	0,041	0,115	0,160	0,192	0,198	0,122	0,098	0,063	0,038	-0,006	-0,002	-0,006
Теор.	0,095	0,119	0,143	0,151	0,154	0,141	0,101	0,069	0,042	0,032	0,012	-0,016
Схема загрузки 2												
Экспер.	0,020	0,057	0,087	0,109	0,144	0,107	0,114	0,108	0,106	0,084	0,046	0,019
Теор.	0,027	0,057	0,083	0,100	0,122	0,132	0,126	0,110	0,094	0,086	0,044	0,018

Вывод

Использование усредненной схемы в расчетах приводит к приемлемым результатам при определении распределительной способности нерегулярных железобетонных пролетных строений.

3.5. Определение усилий от временных нагрузок в элементах пролетных строений нерегулярных систем с учетом крутящих моментов

Разработанный В.П. Кожушко метод расчета применим для определения напряженно-деформированного состояния пролетных строений любой конструкции, что показано в работах [50-53, 57]. При этом в большинстве указанных работ, кроме работы [52], учитывались только вертикальные усилия, передаваемые поперечными элементами пролетного строения на продольные, что во многих случаях приводит к приемлемым результатам при определении напряженно-деформированного состояния пролетных строений. Однако, неучет других усилий передаваемых поперечными элементами на главные балки, может привести к ошибкам при определении напряженно-деформированного состояния пролетного строения в поперечном направлении.

$\delta_{ik}^{(M)}$ - единичные вертикальные перемещения поперечного элемента в i -й точке от единичного момента $M_k=1$, приложенного в k -й точке;

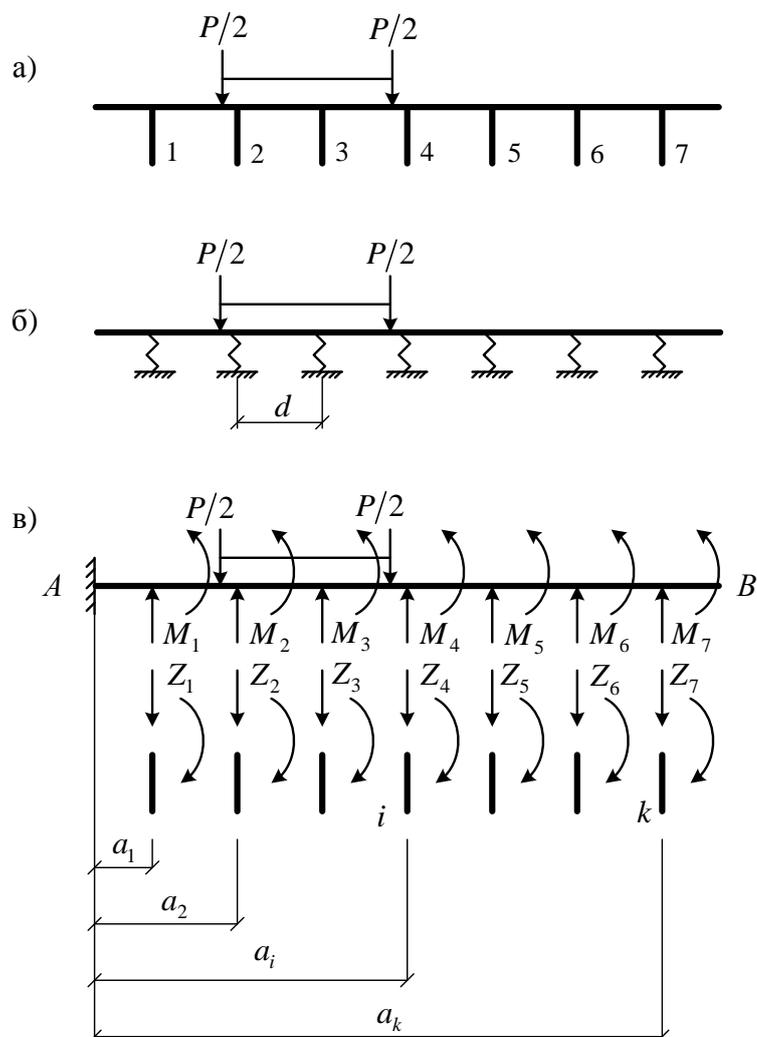


Рис. 3.10 Действительная (а), расчетная (б) и основная (в) схемы поперечного элементов

$\theta_{ik}^{(z)}$ - единичный угол поворота поперечного элемента в i -й точке от единичной силы $Z_k=1$, приложенной в k -й точке;

$\theta_{ik}^{(M)}$ - единичный угол поворота i -й точки поперечной полосы от единичного момента $M_k=1$, приложенного в k -й точке;

Δ_{iP} - вертикальные перемещения i -й точки поперечной полосы от внешней нагрузок $\sum_{j=1}^m P_j/2$. При построении линий влияния усилий Z_i и крутящих моментов M_i свободные члены определяются от

единичной силы $P = 1$, прикладываемой последовательно над точками $A, 1, 2, \dots, n, B$ [50-53, 57, 58];

θ_{iP} - угол поворота i -й точки поперечной полосы от внешних нагрузок $\sum P_j/2$; при построении линий влияния Z_i и M_i углы поворота определяются от единичных сосредоточенных сил $P = 1$.

Формулы для определения единичных перемещений $\delta_{ik}^{(z)}$ и $\delta_{ik}^{(m)}$ при ступенчатом изменении изгибной жесткости поперечной полосы приведены в работах [59, 60]. Перемещения $\delta_{ik}^{(m)}$ включают только вертикальные перемещения поперечной полосы от единичных моментов $M_k = 1$, т.к. эти моменты не вызывают прогибов (вертикальных перемещений продольных элементов).

Нами предлагается при ступенчатом изменении изгибной жесткости поперечного элемента $\delta_{ik}^{(m)}$ определять по следующей формуле:

$$\delta_{ik}^{(m)} = \frac{a_1(1-v_o^2)}{2E_oJ_o}(2a_i - a_1) + \sum_{m=1}^{i-1} \frac{d_m(1-v_m^2)}{2E_mJ_m}(2a_i - a_m - a_{m+1}), \quad (3.2)$$

где a_1 - расстояние от фиктивного защемления (от точки A) до первого продольного элемента (см. рис. 3.10);

v_o, v_m - коэффициенты Пуассона материала поперечной полосы на определенном по ее длине участке (v_o - на участке между точками A и 1; v_m - на участке между точками m и $m+1$);

E_oJ_o, E_mJ_m - изгибные жесткости на тех же участках по длине поперечного элемента, для которых определяются и коэффициенты Пуассона v_o и v_m .

При определении перемещений $\delta_{ik}^{(m)}$ в формулу (3.2) следует вводить i выражений, т.е. одно выражение, которое не стоит под знаком суммы, $(i-1)$ выражений, которые стоят под знаком суммы. Допустим, следует определить перемещение $\delta_{16}^{(m)}$. Тогда вместо расстояния a_i подставляется расстояние a_1 , а из формулы (3.2) будет задействовано только одно выражение, которое не стоит под знаком суммы, т.к. $i=1$. Тогда

$$\delta_{16}^{(m)} = \frac{a_1^2 (1 - v_o^2)}{2E_o J_o}. \quad (3.3)$$

Покажем, как определяется перемещение $\delta_{36}^{(m)}$. Поскольку $i=3$, в формулу (3.2) следует подставить $a_i = a_3$ и ввести выражения: первый член и 2 члена из-под знака суммы, т.к. верхний предел суммы $i-1=3-1=2$. Во второе выражение формулы (3.2) поставим $m=1$, в третье – $m=2$. Тогда

$$\begin{aligned} \delta_{36}^{(m)} = & \frac{a_1 (1 - v_o^2)}{2E_o J_o} (2a_3 - a_1) + \frac{d_1 (1 - v_1^2)}{2E_1 J_1} (2a_3 - a_1 - a_2) + \\ & + \frac{d_2 (1 - v_2^2)}{2E_2 J_2} (2a_3 - a_2 - a_3). \end{aligned} \quad (3.4)$$

Формулу (3.2) следует применять при $i \leq k$. Если $i \geq k$, то под знаком суммы в формуле (3.2) необходимо поменять пределы. В этом случае формула (3.2) примет следующий вид:

$$\delta_{ik}^{(m)} = \frac{a_1 (1 - v_o^2)}{2E_o J_o} (2a_i - a_1) + \sum_{m=1}^{k-1} \frac{d_m (1 - v_m^2)}{2E_m J_m} (2a_i - a_m - a_{m+1}). \quad (3.5)$$

При определении перемещений в формуле (3.5) следует подставить k членов. Например, при определении перемещения $\delta_{61}^{(m)}$ в формулу (3.5) следует поставить $a_k = a_6$ и ввести один член. Перемещение будет равно:

$$\delta_{61}^{(m)} = \frac{a_1 (1 - v_o^2)}{2E_o J_o} (2a_6 - a_1). \quad (3.6)$$

Определим перемещения $\delta_{63}^{(m)}$. В формулу (3.5) подставим $a_i = a_6$ и три члена, два из которых вводим из-под знака суммы, подставим $m=1$ и $m=2$. Тогда

$$\delta_{63}^{(m)} = \frac{a_1(1-v_o^2)}{2E_oJ_o}(2a_6 - a_1) + \frac{d_1(1-v_1^2)}{2E_1J_1}(2a_6 - a_1 - a_2) + \frac{d_2(1-v_2^2)}{2E_2J_2}(2a_6 - a_2 - a_3). \quad (3.7)$$

При определении перемещений следует иметь в виду, что

$$\delta_{ik}^{(m)} = \theta_{ki}^{(z)} \quad (3.8)$$

Единичные углы поворота $\theta_{ik}^{(m)}$ при $i \leq k$ нами рекомендуется определять по формуле

$$\theta_{ik}^{(m)} = \frac{a_1(1-v_o^2)}{E_oJ_o} + \sum_{m=1}^{i-1} \frac{d_m(1-v_m^2)}{E_mJ_m}; \quad (3.9)$$

при $i \geq k$ – по формуле

$$\theta_{ik}^{(m)} = \frac{a_1(1-v_o^2)}{E_oJ_o} + \sum_{m=1}^{k-1} \frac{d_m(1-v_m^2)}{E_mJ_m}. \quad (3.10)$$

Количество членов, которые необходимо вводить при определении единичных угловых перемещений, равно i при пользовании формулой (3.9) и равной k при пользовании формулой (3.10).

Следует также помнить, что

$$\theta_{ik}^{(m)} = \theta_{ki}^{(m)}. \quad (3.11)$$

Покажем на нескольких примерах, как следует определять перемещения.

Например,

$$\theta_{16}^{(m)} = \frac{a_1(1-v_o^2)}{E_oJ_o}, \quad (3.12)$$

$$\theta_{36}^{(m)} = \frac{a_1(1-v_o^2)}{E_oJ_o} + \frac{d_1(1-v_1^2)}{E_1J_1} + \frac{d_2(1-v_2^2)}{E_2J_2}. \quad (3.13)$$

Главные единичные перемещения $\theta_{ii}^{(M)}$ включают в себя угол поворота θ_{ii} поперечного элемента в точке i от единичного момента $M_i = 1$, приложенного в этой же точке, и угол закручивания λ_{ii} i -го продольного элемента от единичных распределенных по длине продольного элемента моментов $M = 1$,

$$\theta_{ii}^{(M)} = \theta_{ii} + \lambda_{ii}. \quad (3.14)$$

Перемещения θ_{ii} следует по формулам (3.11, 3.12), а угол закручивания λ_{ii} – по таблицам М.Е. Гибшмана [25].

При определении свободных членов Δ_{iP} и θ_{iP} изменим индексы при Δ и θ , а свободные члены обозначим Δ_{Pk} и θ_{Pk} . В системе уравнений (3.1) в первых n уравнениях при построении линий влияния усилий представляют собой вертикальные перемещения поперечной полосы от единичного усилия $P = 1$, приложенного соответственно над точками $A, 1, 2 \dots n, B$.

Методика определения перемещений Δ_{Pk} при ступенчатом изменении жесткости поперечной полосы приведена в работе [58].

При определении свободных членов $\theta_{Pk}^{(z)}$, входящих в уравнения $[(n+1) \div 2n]$, следует пользоваться формулами (3.5). Если единичная внешняя нагрузка $P = 1$ расположена над продольными элементами (над точками $1, 2, 3 \dots n$), то свободные члены Δ_{Pk} и θ_{Pk} представляет собой перемещения $\delta_{ik}^{(z)}$ и $\theta_{ik}^{(z)}$, т.к. эти перемещения можно брать из соответствующих столбцов матрицы единичных перемещений (при расположении силы $P = 1$ над первым продольным элементом – из первого столбца, при расположении $P = 1$ над n -ым продольным элементом – из n -го столбца). При этом главные единичные перемещения $\delta_{ii}^{(z)}$ следует вводить без учета прогиба продольного элемента (см. работу [58]). Если сила $P = 1$ приложена в точке A (на левом конце поперечной полосы), то все свободные члены, кроме свободного члена $\sum_{i=1}^m P_i$ в предпоследнем уравнении системы (3.1), будут равны нулю. При расположении $P = 1$ в иных точках по длине поперечной полосы свободные члены в предпоследнем уравнении системы (3.1) будут равны единице. Если сила

$q=1$ приложена в точке B (над правым концом поперечной полосы), то свободные члены Δ_{pk} следует определять по формулам работы [58], а свободные члены – по формуле (3.5), подставив вместо $a_i = a_{n+1} = B$, где B – длина поперечного элемента (расстояние AB).

Таким образом, предложенная методика определения НДС пролетных строений применимо при любой их конструкции.

3.6. Распределительная способность неразрезного пролетного строения

В работе [118] были рассмотрены некоторые вопросы о распределительной способности неразрезных пролетных строений. Покажем возможность применения предлагаемого В.П. Кожушко метода расчета при определении напряженно-деформированного состояния монолитных неразрезных железобетонных пролетных строений на примере железобетонного моста через р. Лопань в г. Харькове, построенного в 1909г. Схема моста – 14,69+17,99+14,89м (рис. 3.11).

Мост – косой.

В 1941г. он был частично разрушен, а в 1944г. восстановлен. В 80-е годы прошлого столетия мост был отремонтирован. Неразрезные балки имеют переменную высоту (в середине пролета высота балки составляет 85см, на опоре – 125см). В поперечном направлении установлено 8 главных балок на расстоянии 187см (см. рис. 3.11). Балки соединены между собой с помощью плиты проезжей части и поперечных балок с поперечным сечением 11 (ширина) и 22 (высота)см. Ширина проезжей части составляет 1220см, тротуары имеют ширину 212 и 222см.

При сдаче в эксплуатацию, т.е. в 1909 году, мост был испытан с использованием следующих нагрузок: тротуары загружались кирпичом, создавая при этом усилия $5,50\text{кН/м}^2$, в пролете были поочередно установлены четыре вагона трамвая с пассажирами (масса нагрузки составила 14720кг) и два ряда груженых углем подвод (12 подвод в пролете) массой по 16000кг каждая.

В настоящее время, в связи с движением по мосту современных транспортных машин, возникла необходимость установления истинной несущей способности сооружения.

Для определения несущей способности моста необходимо иметь проектную документацию, а также данные обследования и испытания подобных сооружений. Проектная документация на мост утеряна, а данных по испытанию подобных сооружений в литературных источниках нами не обнаружено.

В связи с этим окончательное решение по определению несущей способности пролетных строений моста было принято по результатам обследования сооружения, которое и было проведено в 2009 году сотрудниками кафедры мостов, конструкций и строительной механики ХНАДУ, на основании предыдущих обследований моста сотрудниками кафедры, а также на основании испытания пролетного строения статической нагрузкой.

Для определения истинных характеристик материалов проведены следующие работы. Класс бетона был установлен на основании испытаний его склерометром. Класс бетона составил В20-В25, поэтому при определении предельного изгибающего момента, который может воспринять главная балка, введено расчетное сопротивление бетона на сжатие $R_b = 11 \text{ МПа}$ (110 кг/см^2). Для определения расчетного сопротивления были вырезаны образцы, которые были испытаны в лаборатории при кафедре мостов, конструкций и строительной механики ХНАДУ. На основании этого при расчете вводилось расчетное сопротивление стали $R_s = 130 \text{ МПа}$ (1300 кг/см^2).

Для определения распределительной способности пролетного строения и его истинной несущей способности проведены испытания пролетных строений статической нагрузкой. Расчет пролетных строений выполнен в соответствии с нормами [126, 133, 135] с использованием метода пространственного расчета, разработанного В.П. Кожушко [51, 62]. Испытанию был подвержен 1-й пролет моста. В качестве испытательной нагрузки использованы автомобили МАЗ 555402-220. Середина пролета загружалась 8-ю автомобилями, поставленными задними бортами друг к другу (рис. 3.12). Поскольку пролетное строение представляет собой неразрезную конструкцию, для увеличения прогибов и внутренних усилий в главных балках пролета 1 дополнительно был загружен пролет 3 четырьмя автомобилями МАЗ 555402-220, установленными так, чтобы задние колеса автомобилей располагались над серединой пролета (см. рис. 3.12).

Предусмотрено 5 схем загрузки пролетного строения: по схеме загрузки 1 два автомобиля (автомобили 1 и 2) устанавливались у правого тротуара; по схеме 2 дополнительно установлены еще два автомобиля (автомобили 3 и 4); по схеме 3 пролет 1 был загружен 6-ю автомобилями (дополнительно установлены автомобили 5 и 6); по схеме 4 поставлены 8 автомобилей в пролете 1 (добавлены еще 2 автомобиля – автомобили 7 и 8); по 5 схеме загрузки предусматривалась установка кроме 8-ми автомобилей, расположенных в пролете 1, еще 4 автомобиля, загружающие середину третьего пролета. Масса всех автомобилей была определена путем взвешивания (табл. 3.5).

Вертикальные перемещения (прогибы главных балок) в середине пролета замерялись прогибомерами Максимова. Для замеров прогибов главных балок было установлено 8 прогибомеров.

По данным обработки замеров построены графики прогибов главных балок пролетного строения (рис. 3.13, сплошные линии). На рис. 3.13 приведены экспериментальные и теоретические прогибы при загрузении пролетного строения по схеме 4.

Таблица 3.5

Масса автомобилей, использованных при испытании моста

№ автом.	Масса автомобиля, т	Передается, т	
		на переднюю ось	на заднюю ось
1	19,16	12,21	6,95
2	19,08	12,16	6,92
3	18,70	11,925	6,785
4	20,29	12,93	7,86
5	17,79	11,33	6,46
6	18,39	11,72	6,67
7	19,12	12,13	6,93
8	19,71	12,56	7,15
9	18,96	12,08	6,88
10	18,98	12,10	6,88
11	18,25	11,63	6,62
12	18,09	11,54	6,56

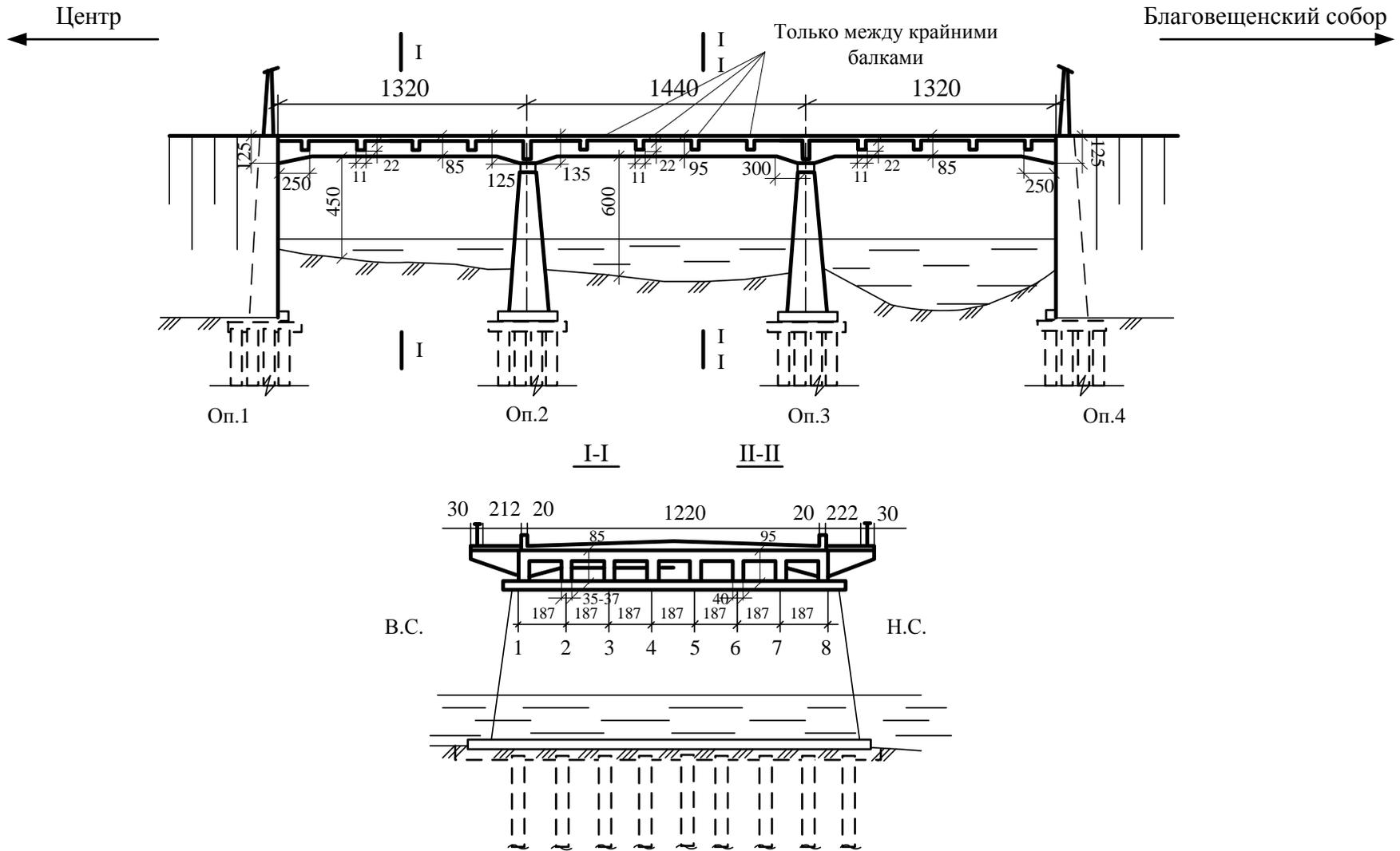


Рис. 3.11 Схема моста

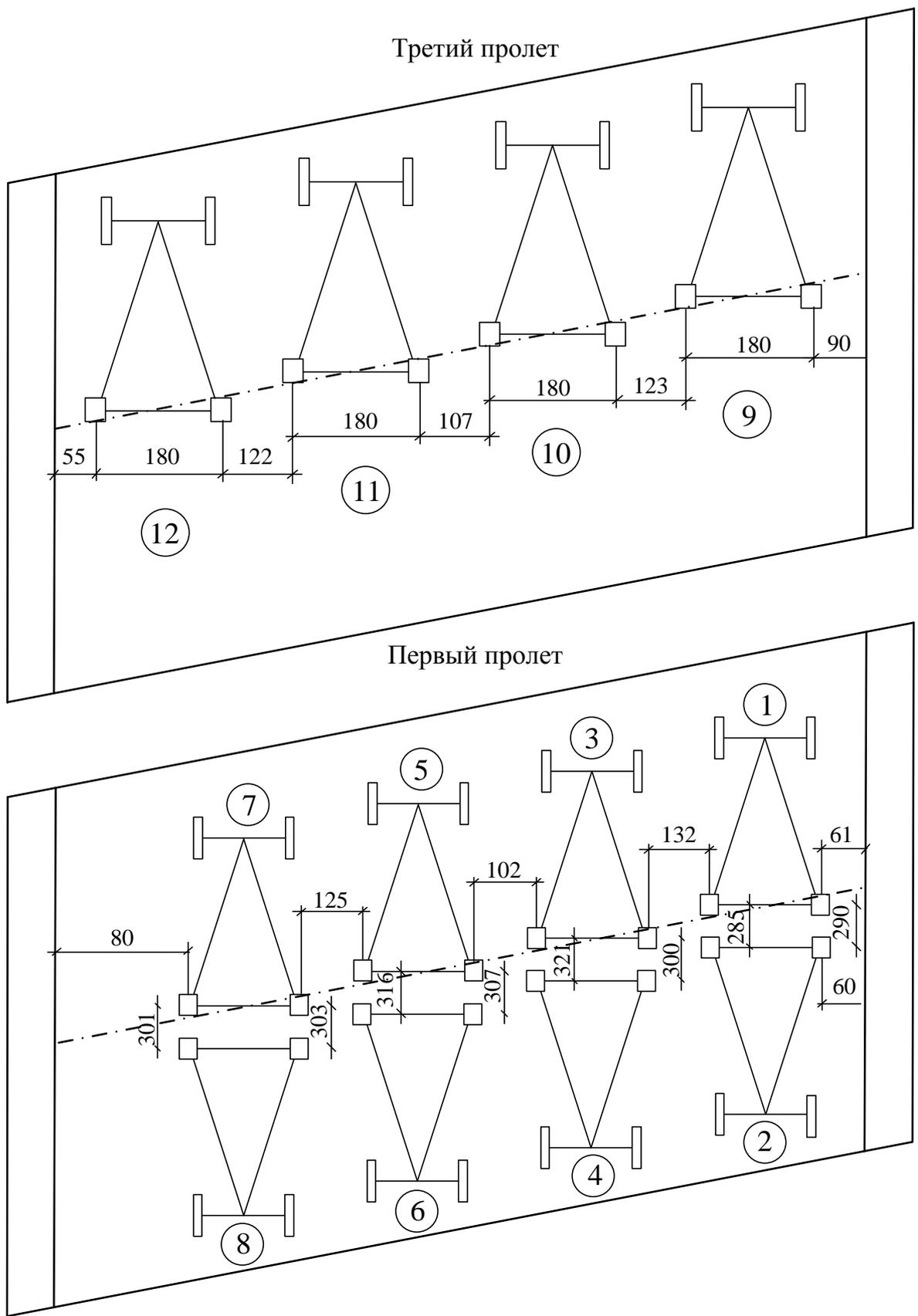


Рис. 3.12. Схемы загрузки первого пролета испытательной нагрузкой

Для определения теоретических прогибов применен, как уже упоминалось метод пространственного расчета, разработанный В.П. Кожушко [51, 62], для чего предварительно были построены линии влияния усилий, передаваемых поперечным элементом пролетного строения на главные балки (рис. 3.14). Графики экспериментальных прогибов на рис. 3.13 показаны сплошной линией, а теоретические – сплошной линией с точками.

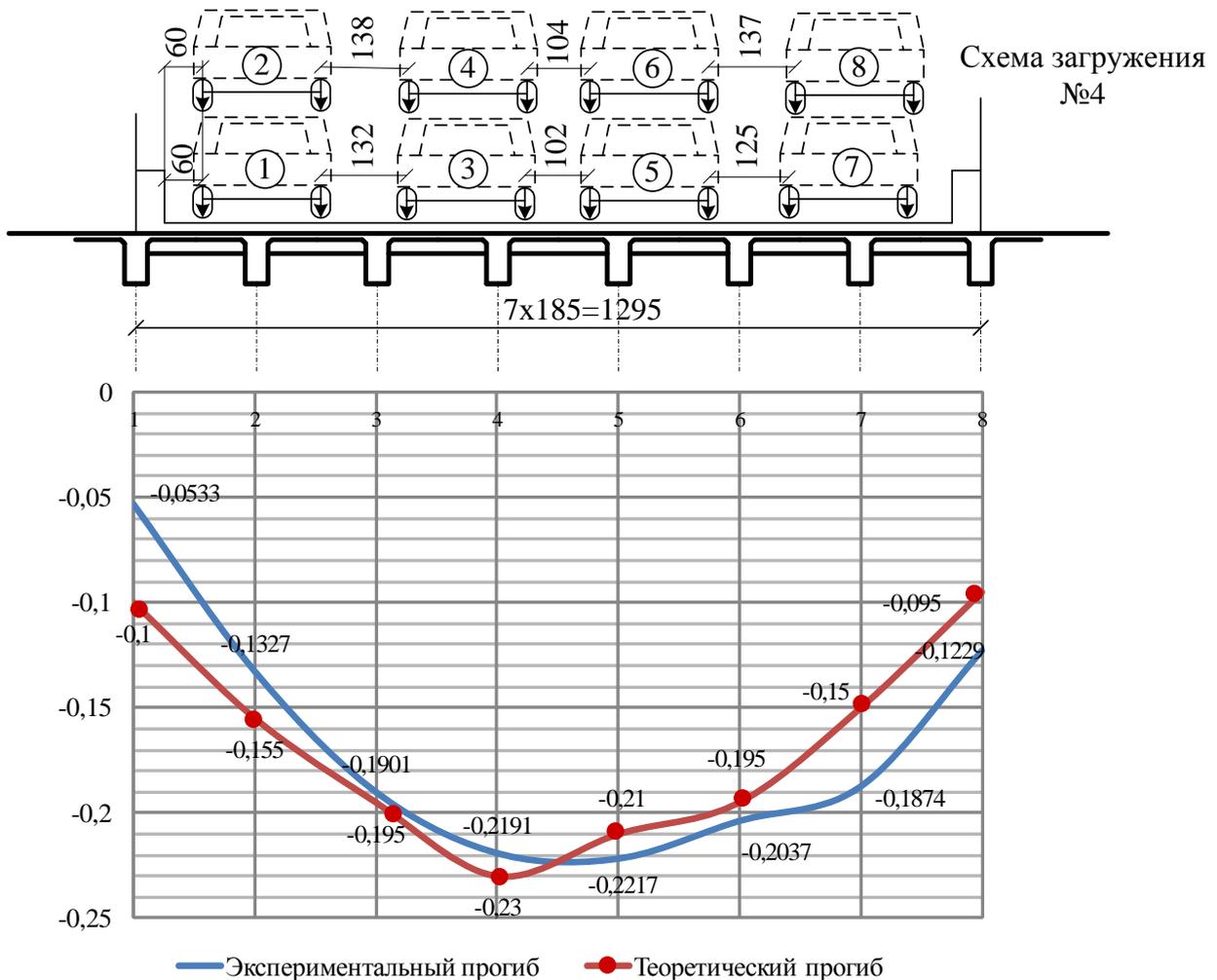


Рис. 3.13. Графики прогибов главных балок при нагружении пролетного строения по схеме 4

Из рис. 3.13 видно, что экспериментальные и теоретические графики прогибов главных балок от испытательной нагрузки подобны. Это положение подтверждает правомочность применения разработанного автором пространственного метода расчета пролетных строений для описания реальной работы неразрезного пролетного строения. Это подтверждается и близостью экспериментальных и теоретических значений коэффициентов поперечного распре-

деления (КПР), которые для средних балок, в основном, отличаются на 3-6% (табл. 3,6). Больше расхождение величин КПР в крайних главных балках связано с тем, что при определении изгибной жесткости этих балок не было учтено влияние тротуаров и перильных ограждений.

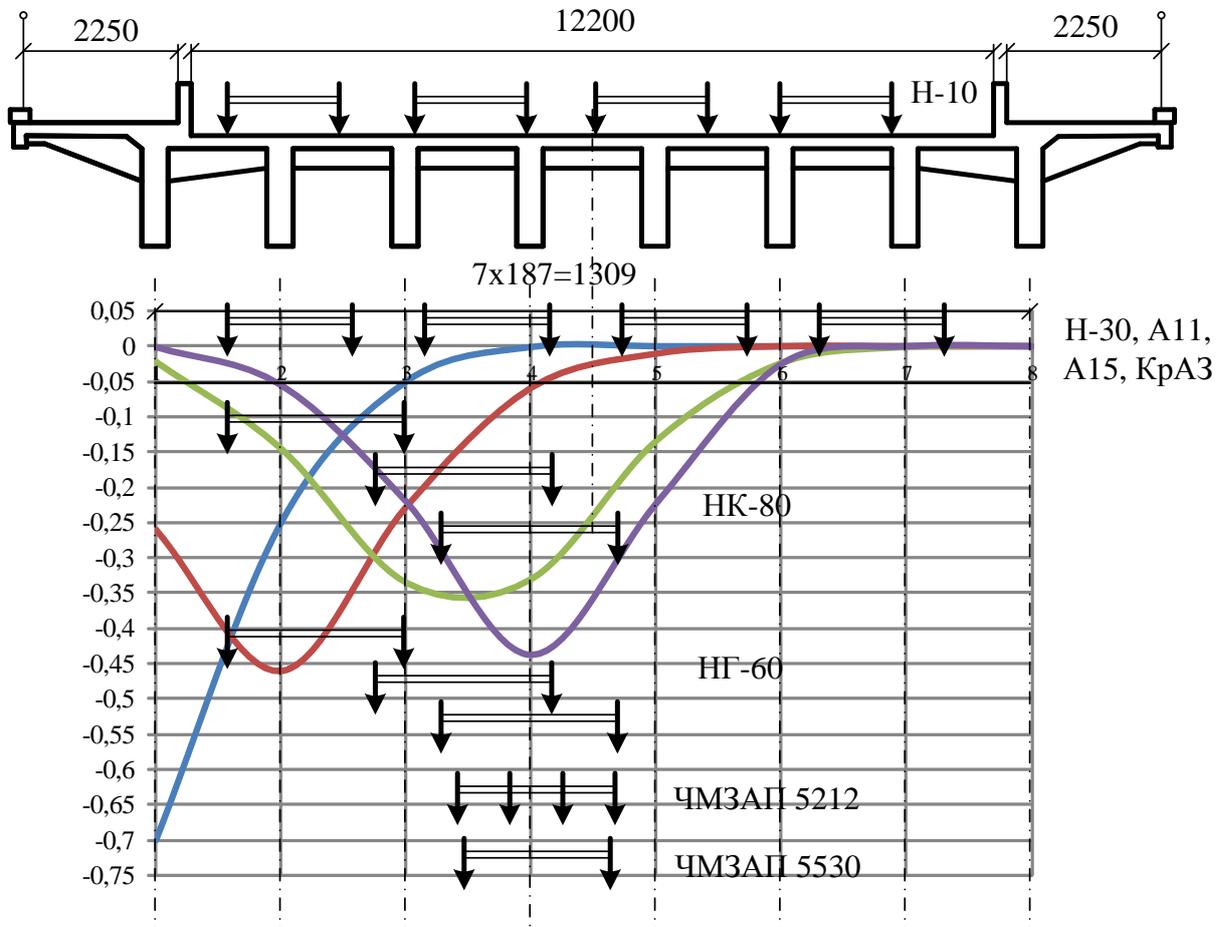


Рис. 3.14. Линии влияния усилий, передаваемых на главные балки, и схемы их загрузки временными нагрузками

Таблица 3.6

Значения коэффициентов поперечного распределения
(схема загрузки 4)

	Балки							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Теор.	0,040	0,100	0,143	0,165	0,167	0,153	0,141	0,092
Экспер.	0,075	0,117	0,147	0,173	0,158	0,147	0,113	0,071

При определении внутренних усилий в элементах пролетного строения рассматривались следующие нагрузки: Н-10 и НГ-60, под

которые, по нашему предположению был рассчитан мост при его восстановлении после 2-й мировой войны; Н-13, Н-30 и НК-80, рекомендуемые нормами [133]; А11, А15 и НК-100, предусмотренные украинскими нормами [122].

На основании этих исследований можно сделать вывод о том, что:

1. Разработанный В.П. Кожушко метод пространственного расчета применим при определении напряженно-деформированного состояния железобетонных неразрезных пролетных строений, в том числе и косых сооружений.

2. Грузоподъемность пролетных строений достаточна для пропуска по ним автомобильных нагрузок Н-10 и Н-13, гусеничной нагрузки НГ-60, одной колонны автомобилей Н-30 и одной колонны автомобилей класса А11.

3. Пропуск автомобилей нагрузки класса А-15, а также одиночных колесных машин НК-80 и НК-100 запрещается.

3.7. Распределительная способность металлического пролетного строения из многорешетчатых ферм

В послевоенные годы пролетные строения автодорожных мостов возводились из различных материалов и различного проката как отечественного, так и зарубежного производства. До сих пор в Украине эксплуатируется значительное количество мостов, пролетные строения которых перекрыты многорешетчатыми металлическими фермами. При оценке распределительной способности таких пролетных строений часто использовался метод рычага, который, конечно же, давал ошибочные результаты. При использовании строгих методов пространственного расчета необходимо было знать изгибную жесткость решетчатых ферм в вертикальном направлении. Определение изгибной жесткости таких конструкций представляет собой кропотливую работу. Нами в настоящей статье предложена упрощенная методика определения изгибной жесткости многорешетчатых металлических ферм (да и всех металлических ферм с любой геометрией решеток) [63].

Второй вопрос, который дискутируется в научных кругах, — это вопрос о распределительной способности пролетных строений в различных поперечных сечениях по длине пролета. Большинство

ученых высказывают мнение об изменении распределительной способности пролетных строений по их длине, хотя некоторые авторы [117] считают распределительную способность постоянной по длине пролета. В.П. Кожушко [49, 64] тоже исследовал этот вопрос. Им было показано, что распределительная способность железобетонных пролетных строений по их длине переменна, хотя резкого изменения коэффициента поперечного распределения по длине пролета не наблюдается. Резкое изменение распределительной способности отмечается только в опорном сечении, где использование метода рычага при определении распределения усилий от временной нагрузки между главными продольными элементами пролетного строения можно считать обоснованным. Проверка теоретических положений усложняется тем, что, чаще всего, при испытании пролетных строений в натуре замерялись прогибы или напряжения в главных продольных элементах только в середине пролета. В этом параграфе приведены результаты сравнения теоретических и экспериментальных прогибов многорешетчатых ферм как в середине, так и в четверти пролета, поскольку при испытании одного из пролетных строений, проведенных сотрудниками кафедры мостов, конструкций и строительной механики ХНАДУ, были замерены прогибы ферм от испытательной нагрузки в середине и четверти пролета.

Испытания моста сотрудниками ХНАДУ проведены в 2008г. Был испытан однопролетный мост через р. Сумку по ул. Горького в г. Сумах, пролетное строение которого устроено из многорешетчатых ферм с ездой поверху. Длина фермы составляет 23,4м, высота – 2,65м (рис. 3.15). В поперечном сечении установлены 4 фермы на взаимных расстояниях 3,25 и 3,27м (рис. 3.18).

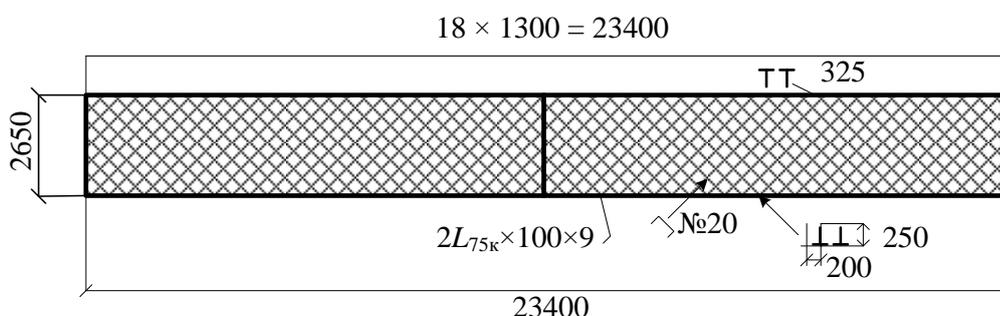


Рис. 3.15. Конструкция многорешетчатых ферм

Поперечные сечения отдельных элементов фермы приведены на рис. 3.15. Пояса ферм выполнены из двутавров №50В с шириной полки 160мм, разрезанных пополам. Например, площадь попереч-

ного сечения нижнего пояса $A_n = 129 \text{ см}^2$. Предположительно двутавры, из которых выполнены пояса ферм, соответствуют прокату ОСТ 10016-39. Фермы 1, 2 и 3, 4 соединены между собой с помощью поперечных связей (см. рис. 3.18). Внизу объединение ферм попарно (ферма 1 с фермой 2, ферма с фермой 4) осуществлено с помощью металлических продольных связей. Ферма 2 и 3 соединены поперечными связями только в одном месте (на опоре 2). Толщина железобетонной плиты колеблется в пределах 16-20см, бетон плиты проезжей части – М-200.

При испытании пролетного строения были использованы 6 грузовых автомобилей КраЗ. Автомобили были взвешены, результаты взвешивания приведены в табл. 3.7.

Таблица 3.7

Масса автомобилей, использованных при испытании моста

№ автом.	Масса автомобиля, т	Передается, т	
		на переднюю ось	на заднюю ось
1	23,30	4,40	2 × 9,45
2	22,20	4,25	2 × 8,975
3	21,70	4,23	2 × 8,735
4	23,95	4,75	2 × 9,60
5	18,50	4,80	2 × 6,85
6	21,00	4,60	2 × 8,20

Середина пролета загружалась автомобилями, поставленными задними колесами навстречу друг другу (рис. 3.16). Предусмотрены три схемы загрузки пролетного строения (см. рис. 3.16): схема 1 – несимметричная, когда были установлены 2 автомобиля (4 и 6); 2-я схема – тоже несимметричная (установлены 4 автомобиля – 2, 3, 4, и 6); 3-я схема – примерно симметричная (установлены 6 автомобилей – 4, 6, 2, 3, 1 и 2).

Вертикальные перемещения (прогибы ферм) в середине и в четверти пролета измерялись прогибомерами Максимова. Схема установки приборов приведена на рис. 3.17. Кроме того, в середине пояса фермы 3 был установлен тензомер Гугенбергера.

Для определения напряженно-деформированного состояния (НДС) пролетного строения был использован пространственный метод расчета, разработанный В.П. Кожушко [49, 50].

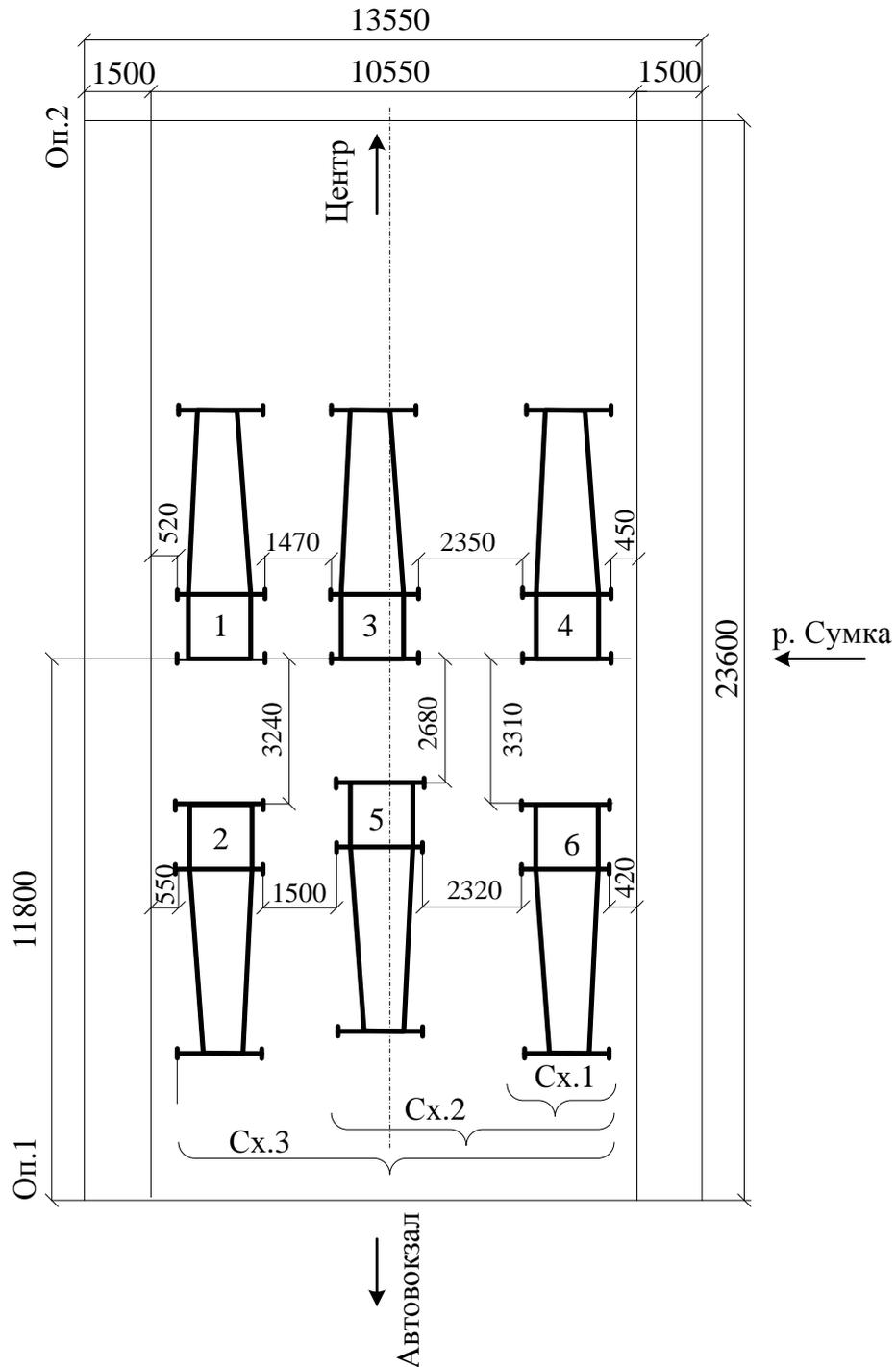


Рис. 3.16. Схема загрузки пролетного строения

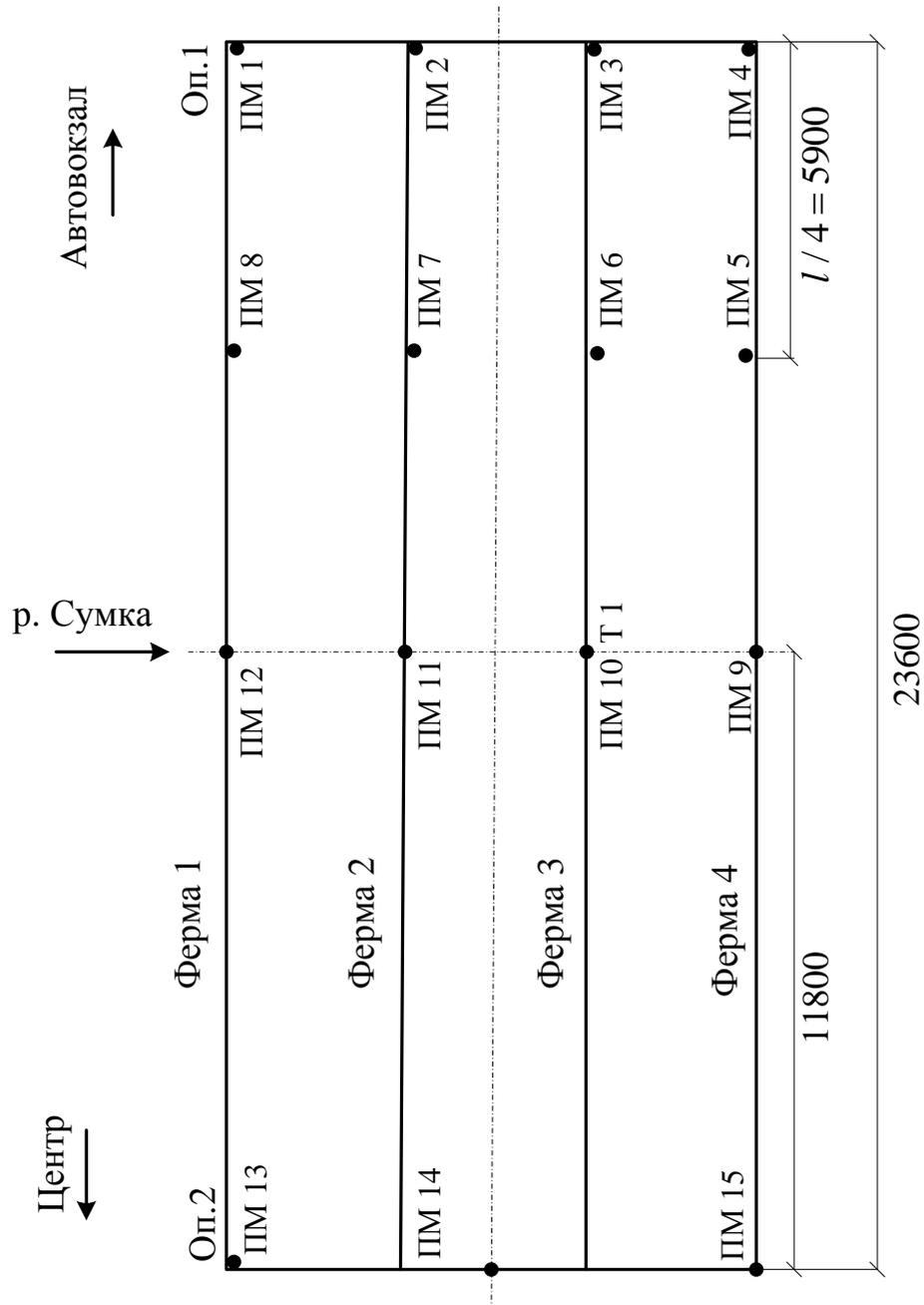


Рис. 3.17. Схемы установки прогибомеров и тензометра

При использовании данного метода расчета необходимо уметь определять прогибы многорешетчатых ферм в любом сечении по их длине от единичной распределенной по всей длине пролета нагрузки, а в дальнейшем и прогибы от испытательной нагрузки. Традиционно прогибы любой фермы согласно правилам строительной механики [121] должны определять по формуле

$$\Delta_{кр} = \sum_{i=1}^n \frac{\bar{N}_{ki} N_{Pi}}{E_i A_i} \cdot S_i, \quad (3.15)$$

где \bar{N}_{ki} - усилие в i -ом элементе от единичной сосредоточенной силы $P=1$, приложенной в том сечении k по длине фермы, в которой определяется прогиб; N_{Pi} - усилие в i -ом элементе от внешних нагрузок; $E_i A_i$ - жесткость i -ого элемента при действии продольных сил; S_i - длина i -ого элемента; $\Delta_{кр}$ - прогиб фермы в k -м сечении.

Таким образом, работа по определению прогибов по приведенной формуле трудоемкая (особенно для многорешетчатых ферм). Для обеспечения расчетов по определению прогибов ферм В.П. Кожушко предлагает заменить ферму сплошной балкой такой изгибной жесткости, чтобы прогибы балки и фермы были одинаковыми.

Для этого следует определить продольные усилия в верхнем и нижнем поясах фермы в требуемом по длине фермы сечении (что не представляет трудностей, поскольку поперечные сечения поясов ферм известны), установить минимальное из этих 2-х значений усилий, а потом определить изгибающий момент, который воспримет эквивалентная балка сплошного сечения.

$$M = N_{\min} \cdot h, \quad (3.16)$$

где N_{\min} - меньшее усилие в поясах ферм; h - расстояние по высоте между центрами тяжести поперечных сечений верхнего и нижнего поясов ферм.

Зная величину момента M нетрудно определить изгибную жесткость сплошной балки, которая и была использована в последующих расчетах.

После подстановки полученной изгибной жесткости в формулу по определению показателя гибкости системы [49, 50, 64] были определены ординаты линий влияния усилий, передаваемых на фермы поперечными элементами (поперечными связями и железобетонной плитой проезжей части). Линии влияния усилий приведены на рис. 3.18.

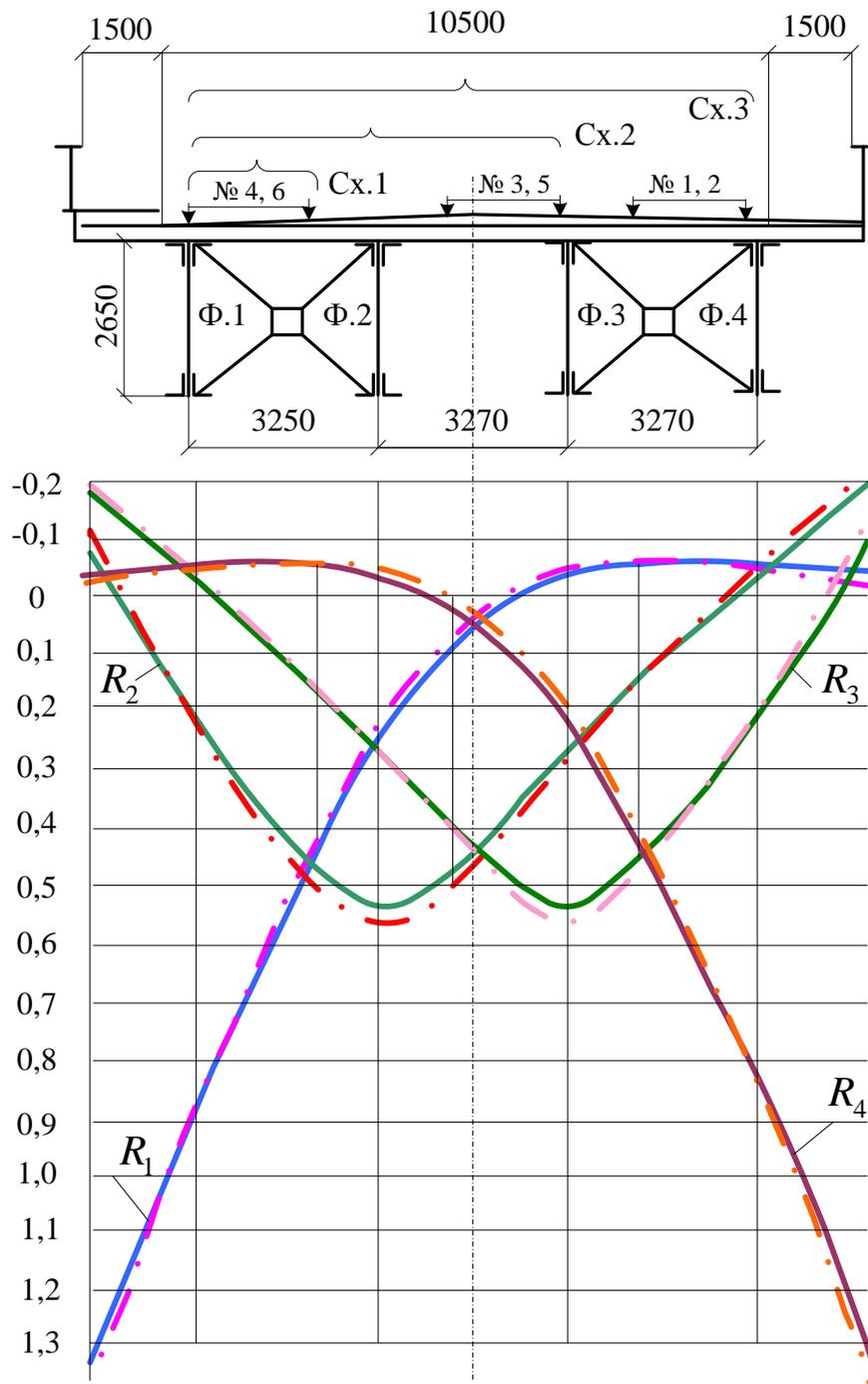


Рис. 3.18. Линии влияния усилий на фермы

Сплошными линиями показаны линии влияния усилий в середине пролета (при $\alpha = 0,7375$), штрих-пунктирными линиями – линии влияния усилий для четверти пролета (при $\alpha = 0,8939$). На этом же рисунке показаны схемы загрузки линий усилий испытательной нагрузкой и ординатами линий влияния под колесами испытательной нагрузки.

После загрузки линий влияния испытательной нагрузкой определены коэффициенты поперечного распределения прогибы от этой нагрузки. По данным расчета были построены теоретические линии прогибов от испытательной нагрузки в середине (рис. 3.19, пунктирные линии) и в четверти пролета (рис. 3.20, пунктирные линии). На этих же рисунках приведены экспериментальные линии прогибов (сплошные линии). Анализ кривых, приведенных на рисунках, показывает, что экспериментальные и теоретические линии прогибов практически совпадают, что говорит о том, что замена многорешетчатой фермы балкой сплошного сечения является оправданной.

Распределительную способность пролетного строения можно характеризовать и величинами коэффициентов поперечного распределения, которые приведены в табл. 3.8, 3.9.

Анализ значений коэффициентов поперечного распределения, приведенных в табл. 3.8 и 3.9, показывает, что теоретические и экспериментальные значения КПр в середине пролета отличаются максимум на 18,7%, а в четверти пролета – максимум на 22,9%.

Таблица 3.8

Значения коэффициентов поперечного распределения от испытательной нагрузки в середине пролета

КПр	Фермы			
	1	2	3	4
Схема загрузки 1				
Теор.	0,668	0,332	0,049	-0,049
Экспер.	0,573	0,378	0,058	-0,010
Схема загрузки 2				
Теор.	0,373	0,354	0,246	0,028
Экспер.	0,379	0,328	0,236	0,057
Схема загрузки 3				
Теор.	0,232	0,248	0,279	0,24
Экспер.	0,259	0,251	0,278	0,212

Величина коэффициентов поперечного распределения в середине и четверти пролета, хотя и незначительно, но отличается, что говорит об изменении распределительной способности пролетных строений по длине пролета. В принципе, при определении внутренних усилий и деформаций элементов пролетного строения по его длине можно пользоваться КПр, полученными для середины проле-

та, однако анализ теоретических и экспериментальных линий прогибов показал, что лучше все таки использовать КПР, которые получены для рассматриваемого сечения.

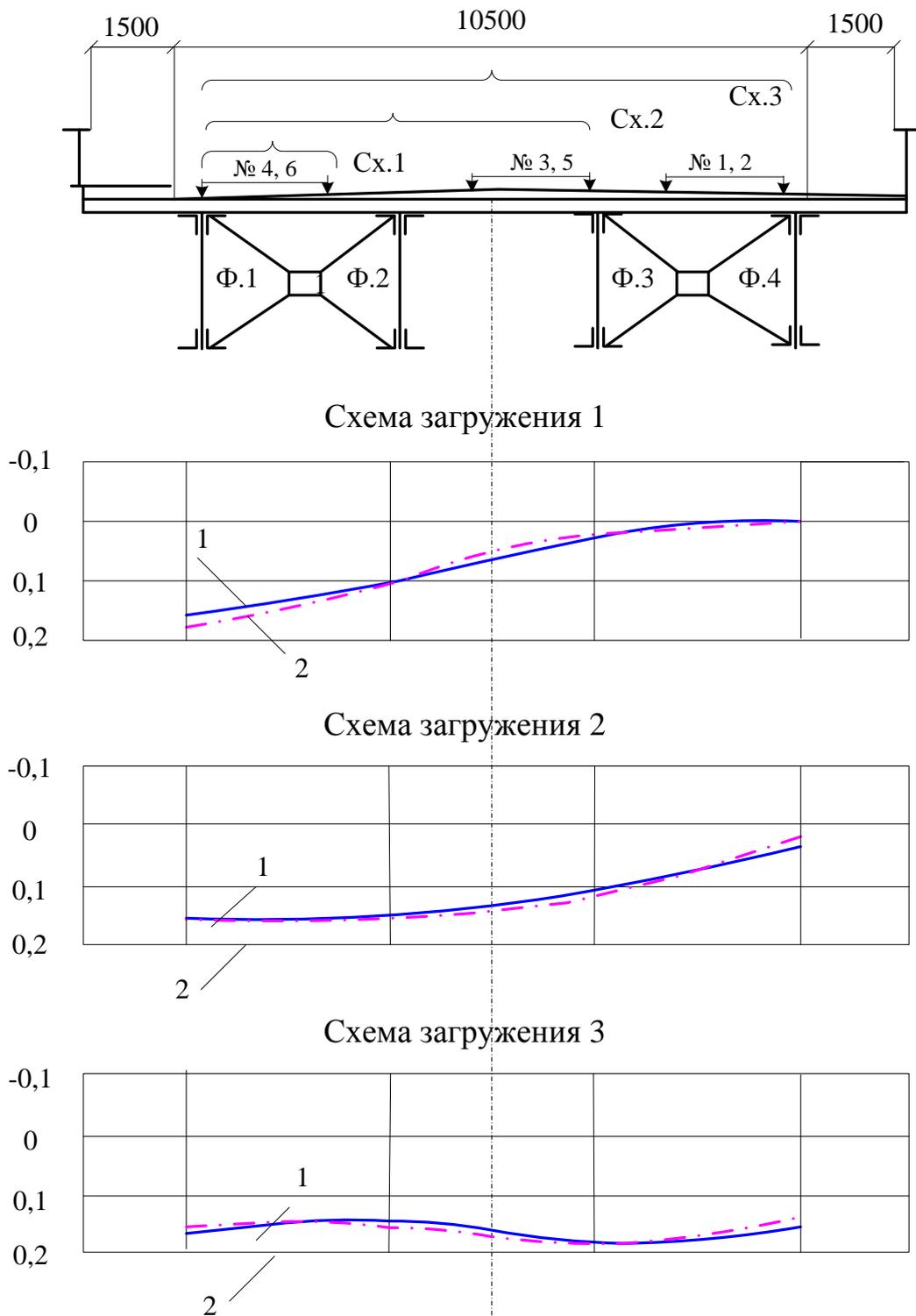


Рис. 3.19. Кривые прогибов (середина пролета):
1 – экспериментальные; 2 – теоретические

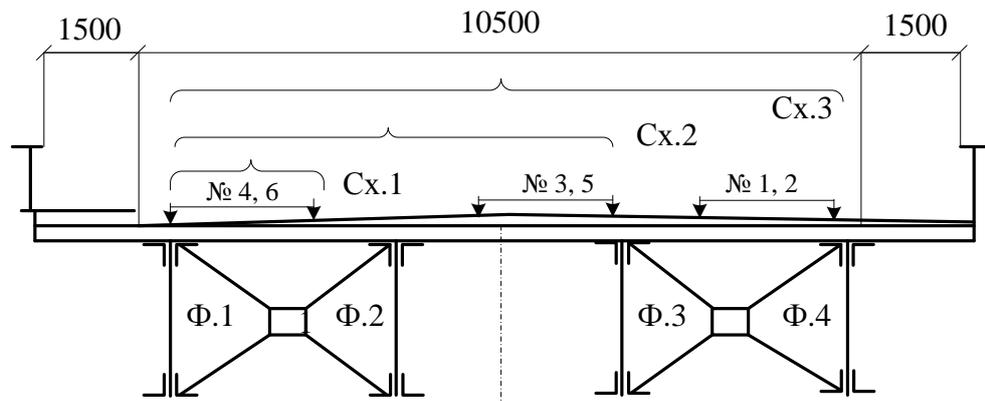


Схема загрузкиия 1

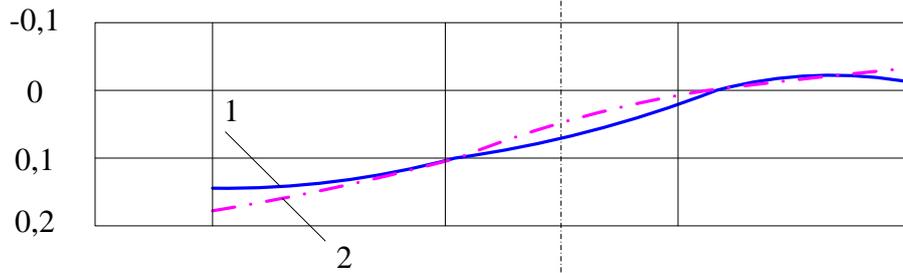


Схема загрузкиия 2

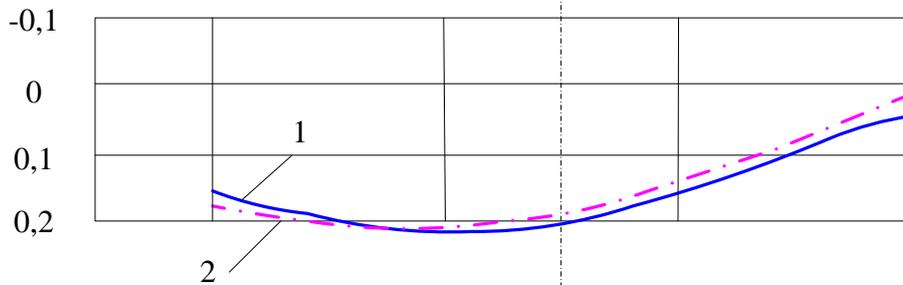


Схема загрузкиия 3

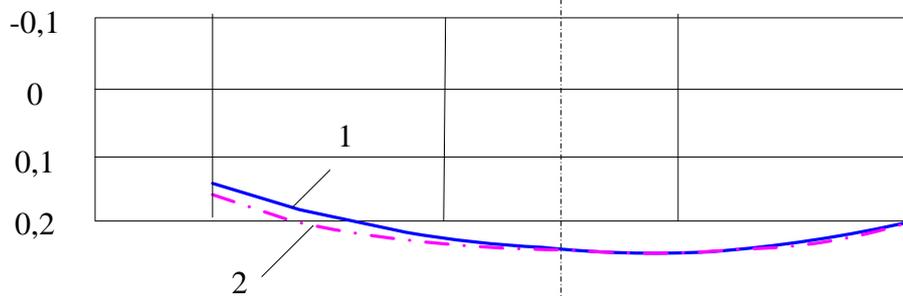


Рис. 3.20. Кривые прогибов (четверть пролета):
1 – экспериментальные; 2 – теоретические

Значения коэффициентов поперечного распределения от испытательной нагрузки в четверти пролета

КПР	Фермы			
	1	2	3	4
Схема загрузки 1				
Теор.	0,668	0,332	0,049	-0,049
Экспер.	0,573	0,378	0,058	-0,010
Схема загрузки 2				
Теор.	0,373	0,354	0,246	0,028
Экспер.	0,379	0,328	0,236	0,057
Схема загрузки 3				
Теор.	0,232	0,248	0,279	0,24
Экспер.	0,259	0,251	0,278	0,212

Выводы

1. Замена многорешетчатых ферм балками сплошного сечения целесообразна.

2. Распределенная способность пролетного строения по его длине различна.

3.8. Работа некоторых узких пролетных строений из типовых элементов

С середины прошлого столетия начали широко применять сборные железобетонных типовые конструкции для сооружения пролетных строений мостов. Сборные мосты, построенные из типовых балок, эксплуатируются до настоящего времени, поэтому выявление несущей способности и реальной работы под действием временных нагрузок является актуальной проблемой для Украины, поскольку от этого будет зависеть количество средств, которые необходимо вложить для усиления, расширения и реконструкции мостовых сооружений.

Такие конструкции были разработаны под определенные временные нагрузки и для определенных габаритов мостов по ширине. Нарушая эти требования типовых проектов, проектанты и строители часто бездумно используют типовые элементы при строительстве очень узких или очень широких мостов (под словом «очень»,

как уже упоминалось ранее, мы понимаем те габариты мостов по ширине, которые не отвечают типовым решениям). Наверное, проектировщики и строители считали, что в типовых балках заложены значительные запасы прочности, поэтому эти балки можно использовать для любых габаритов мостов по ширине.

Известно, что распределительная способность пролетных строений зависит от их конструкции, соотношения геометрических размеров (отношения длины пролета к ширине моста), соотношения жесткостей в продольном и поперечном направлениях и способа опирания балок на опоры [26, 92, 97, 102, 109, 113].

Качественный анализ работы пролетных строений при действии на них временных нагрузок приводит к мысли, что в узких пролетных строениях будут перегружены главные балки, а в широких – поперечные элементы (диафрагмы, поперечные балки в диафрагмовых пролетных строениях, или плита проезжей части в бездиафрагменных строениях). Но количественных исследований по этому вопросу практически нет.

Опыт обследования мостов, проведенных сотрудниками кафедры мостов, конструкций и строительной механики, показал, что применение типовых балок для мостов любой ширины может привести (а в некоторых случаях и приводит) к значительному снижению несущей способности пролетных строений и к разрушению конструктивных элементов пролетного строения. В связи с этим приходится уменьшать грузоподъемность сооружений, и она часто становится меньше, чем это предусмотрено типовыми решениями.

Для примера предлагается проанализировать работу одного узкого моста [65] пролетные строения которого выполнено из железобетонных балок, армированных каркасной многорядной арматурой, предложенной И.А. Матаровым [97]. Раньше эти пролетные строения применялись для пролетов до 30м в свету. Дальнейшие исследования показали, что величину пролетов из балок, армированных каркасной арматурой, следует, в связи с большой жесткостью арматурных каркасов, ограничить. Например, в типовом проекте (вып. 56) длина балок ограничена пролетом 20м в свету. Действующие нормы [126] ограничивают применение балок, армированных каркасной арматурой пролетами до 15м в свету (максимальная длина балки равна 18м).

В типовом проекте (вып, 56) были разработаны балки под нагрузку Н-13 и НГ-60 и под нагрузки Н-18 и НК-80.

Сотрудниками кафедры мостов, конструкций и строительной механики ХНАДУ было проведено обследование автодорожного моста через р. Харьков в Гидропарке г. Харькова. Мост построен по схеме $3 \times 22,2$ м. Ширина моста равна 5,6 м. В поперечном направлении установлено 4 главные балки, изготовленные по типовому проекту (вып.56), на расстояниях 1,46; 1,40 и 1,46 м (рис. 3.21). Балки длиной 22,16 м изготовлены из бетона марки 300, армированы арматурой периодического профиля (ГОСТ 380-50). Рабочая арматура предусмотрена из 12 стержней диаметром 32 мм (рис.3.22). Балка имеет 9 диафрагм, из них 2 диафрагмы – опорные высотой 1,25 м (т.е. высота их равна высоте главной балки) и 7 диафрагм – промежуточные - высотой 0,85 м). Диафрагмы армированы 6 стержнями диаметром 16 мм (2 стержня поставлены сверху и 4 внизу).

Исследования прочности бетона непосредственно на мосту с помощью склерометра показали, что бетон главных балок можно отнести к классу В30.

В результате обследования сотрудниками выявлено, что все промежуточные диафрагмы между балками 2 и 3 разорваны, бетон по высоте установки рабочих стержней главных балок имеет трещины. В некоторых главных балках наблюдается потеря устойчивости рабочей арматуры (имеются места по длине балки с выпиранием рабочей арматуры в горизонтальных направлениях).

Понятно, что эти дефекты появились после несанкционированного пропуска по мосту нагрузок, которые пролетные строения не смогли воспринять. Скорее всего, сначала разорвались диафрагмы между балками 2 и 3. В связи с этим изменилась распределительная способность пролетных строений. Начали отдельно работать 2 первые балки (балка 1 и 2), и две остальные (балки 3 и 4). Нагрузка на каждую главную балку значительно увеличилась, что и привело к выпиранию рабочей арматуры в горизонтальной плоскости.

Рассмотрим, как работало пролетное строение с 4 главными балками, и что случилось после разрыва диафрагм между балками 2 и 3. Для анализа работы пролетного строения был использован метод В.П. Кожушко [50]. Расчеты показали, что работу пролетных строений из 4 балок можно описать методом внецентренного сжатия.

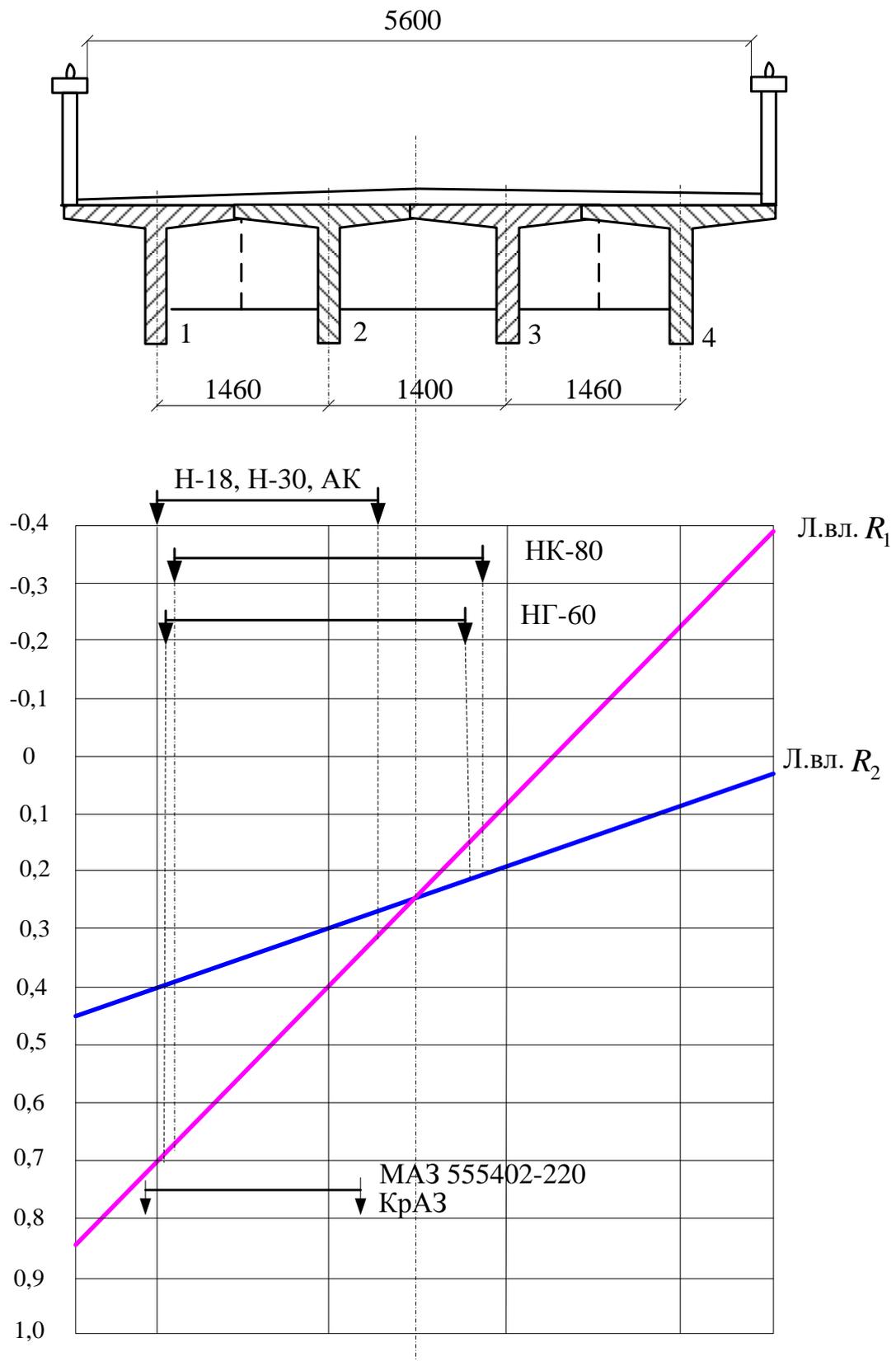


Рис. 3.21. Линии влияния сил на главные балки и схемы их загрузки временными нагрузками

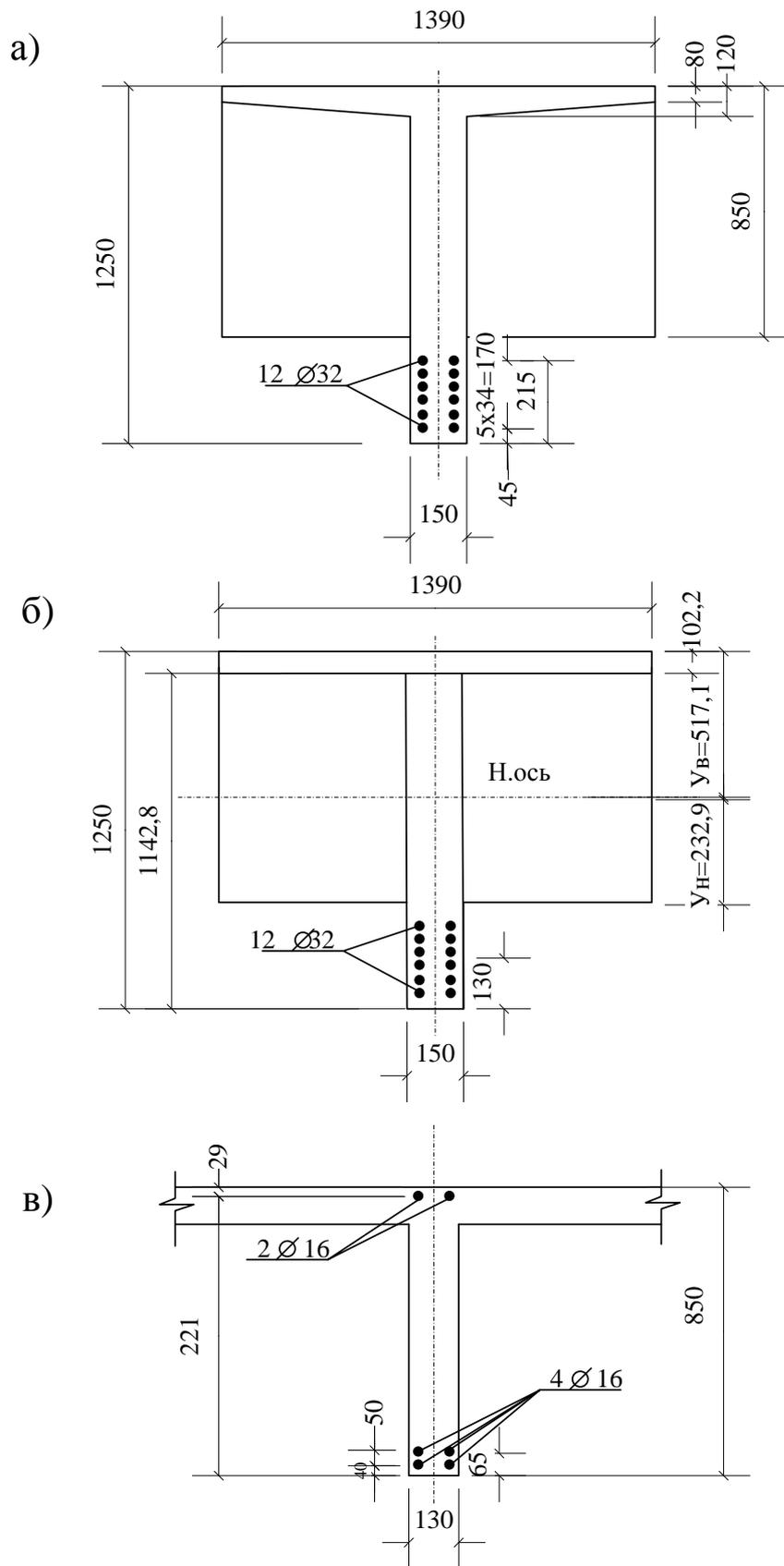


Рис. 3.22. Поперечные сечения главных балок и диафрагм

Для чего были построены линии влияния усилий на главные балки (на балки 1 и 2). То, что пролетное строение в поперечном направлении работает как жесткая система, видно из рекомендаций научной литературы. Известно [102, 113], что диафрагменные пролетные строения с количеством промежуточных диафрагм более 2 и соотношения длины пролета к ширине моста более 2, работают в поперечном направлении как жесткие системы. Правда, в работе [26] эти условия поставлены жестче, т.е. требуется, чтобы соотношение между длиной и шириной пролетного строения были больше 4, но и в этом случае упомянутое соотношение для данного пролетного строения будет близким к 4 ($22,16/5,71=3,88$).

На рис. 3.21 приведены схемы загрузки линий влияния сил временными нагрузками. Величины изгибающих моментов, полученных от разных временных нагрузок для пролетного строения из 4 главных балок, приведены в табл. 3.10.

Из анализа данных приведенных в табл. 3.10, видно, что пролетное строение из 4 балок (даже построенная с высоким качеством работ) не выдерживает нагрузку НК-80, т.е. ту нагрузку, под которую рассчитывалось типовое пролетное строение. А это значит, что при пропуске по мосту нагрузок, близких по их влиянию на пролетное строение к нагрузке НК-80, произойдет разрушение элементов пролетного строения, что мы и видим при обследовании моста через р. Харьков в Гидропарке г. Харькова. Суммарный изгибающий момент от постоянной нагрузки и НК-80 ($M=2586$ кНм) значительно больше не только расчетного момента, приведенного в типовом проекте ($M = 1993$ кНм), но и предельного момента ($M_u=2200$ кНм), который может выдержать балка из бетона марки 300 и даже из бетона класса В30 ($M_u=2245$ кНм).

После разрыва диафрагм между балками 2 и 3 балки 1 и 2, а также балки 3 и 4, начали работать отдельно. Результаты этих расчетов приведены в табл. 3.11.

Таким образом, анализируя данные табл. 3.11, можно сделать вывод, что после разрыва диафрагм по мосту можно допустить пропуск автомобилей только класса Н-10 и одиночных автомобилей МАЗ, т.е. пролетное строение не может выдержать нагрузки Н-13 и НГ-60, под которые рассчитывались по несущей способности балки типового проекта.

Таблица 3.10

Суммарные изгибающие моменты в середине наиболее нагруженной балки

Величина изгибающих моментов, кНм						
От постоянной нагрузки	От постоянной нагрузки + Н-18	От постоянной нагрузки + Н-30	От постоянной нагрузки + НК-80	От постоянной нагрузки + НГ-60	От постоянной нагрузки + А11	От постоянной нагрузки + МАЗ 355513-200
704	1822	1822	2586	2154	2166	1416
Величина изгибающих моментов, кНм						
От постоянной нагрузки + КрАЗ	От постоянной нагрузки + толпа	Расчетный момент по типовому проекту		Предельный изгибающий момент		
1839	1161	1993		2200		

Таблица 3.11

Суммарные изгибающие моменты в середине наиболее нагруженной главной балки после разрыва диафрагм между балками 1 и 2

Величина изгибающих моментов, кНм						
От постоянной нагрузки	От постоянной нагрузки + Н-18	От постоянной нагрузки + НК-30	От постоянной нагрузки + НК-80	От постоянной нагрузки + НГ-60	От постоянной нагрузки + А11	От постоянной нагрузки + Н-13
704	2557	2557	2867	2315	3127	2276
Величина изгибающих моментов, кНм						
От постоянной нагрузки + Н-10	От постоянной нагрузки + МАЗ 355513-020	От постоянной нагрузки + КрАЗ	От постоянной нагрузки + толпа	Расчетный момент по типовому проекту	Предельный изгибающий момент	
1919	1876	2572	1127	1993	2200	

Выводы

1. Несущая способность пролетных строений уменьшается по сравнению с решениями типового проекта.

2. При пропуске транспорта по реальным узким мостам необходимо ограничивать массу автомобиля по сравнению с массой автомобилей, рекомендуемых типовым проектом.

3.9. Работа некоторых широких пролетных строений из типовых железобетонных элементов

В параграфе 3.8 проанализирована работа узкого пролетного строения с точки зрения его распределительной способности.

Рассмотрим особенности работы широкого пролетного строения на примере путепровода через железнодорожные пути в г. Сумах [66]. Путепровод имеет 9 пролетов и построен по схеме $5 \times 21,04 + 24,0 + 3 \times 21,04$ м. Пролетные строения выполнены из сборных железобетонных бездиафрагмовых предварительно напряженных балок длиной 21 и 24 м в соответствии с типовым проектом унифицированных конструкций (типовой проект 3,503-12, инв. № 384/46). Путепровод – косой, пересекает железную дорогу под углом $72,85^\circ$. В конструктивном отношении пролетное строение представляет собой температурно-неразрезную систему. Пролет № 6 перекрыт балками длиной 24 м и высотой 1,2 м, для остальных пролетов были использованы балки длиной 21 м и высотой 1,2 м. Балки длиной 21 и 24 м отличаются количеством пучков рабочей арматуры (в балках длиной 21 м поставлено 8 пучков, в балке длиной 24 м – 9 пучков (рис. 3.23).

Арматура пучков – проволочная с диаметром проволоки 5 мм. Пучок состоит из 24 проволочек. Контролируемое напряжение на стадии эксплуатации $R_{Н1} = 10800 \text{ кг/см}^2$, расчетное сопротивление, вводимое при расчетах на прочность (т.е. при расчете по первой группе предельных состояний), $R_{Н2} = 9800 \text{ кг/см}^2$. Марка бетона согласно типовому проекту – М400. Модуль упругости арматуры [135] $E_p = 1,8 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$, модуль упругости бетона $E_s = 350000 \text{ кг/см}^2$.

В поперечном направлении пролетного строения установлено 12 балок на взаимном расстоянии от 2,47 до 2,58 м, что обеспечило устройство путепровода шириной, равной 23,95 м с двумя тротуарами шириной 2,30 м (рис. 3.24).

Путепровод был испытан сотрудниками кафедры мостов, конструкций и строительной механики в 2008 г. Поскольку испытанию подвергался пролет № 5 ($L = 21$ м), то соответственно анализируем работу именно этого пролетного строения. В качестве испытательной нагрузки были использованы 7 автомобилей КраЗ и один

автомобиль КамАЗ. При испытании автомобили устанавливались в середине пролета задними бортами навстречу друг другу (рис. 3.25): схема 1 – несимметричная, когда были установлены 3 автомобиля КраЗ (автомобили 1, 2, 5) и один автомобиль КамАЗ (автомобиль 8); схема 2 – примерно симметричная, когда были установлены 8 автомобилей (автомобили 1, 2, 5, 8, 3, 4, 6 и 7).

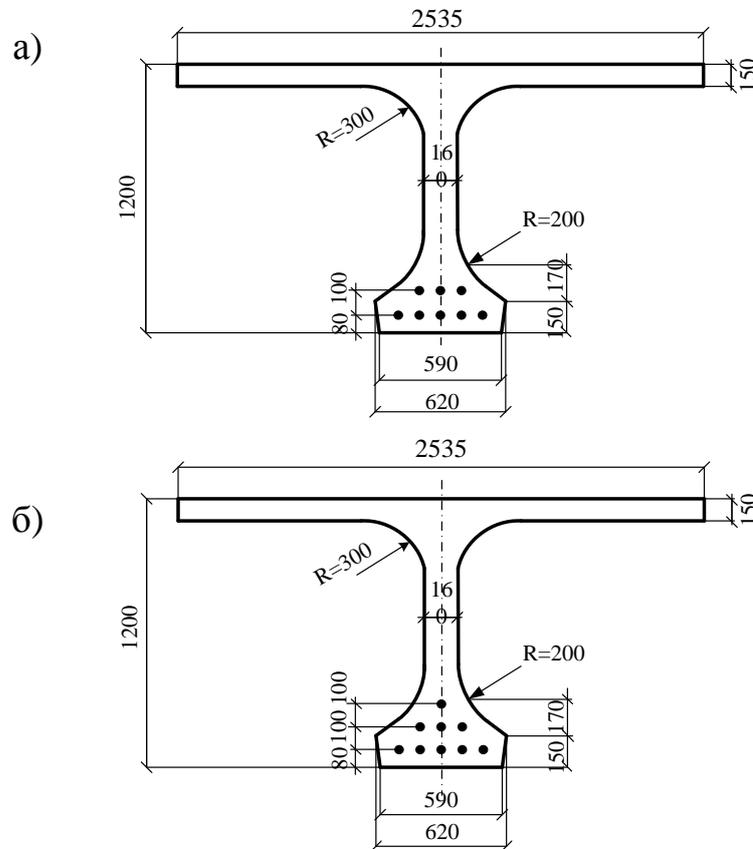


Рис. 3.23 Поперечные сечения балок:
а – длиной 21м; б – длиной 24м

Масса автомобилей определялась путем предварительного взвешивания. Результаты взвешивания приведены в табл. 3.12.

Вертикальные перемещения (прогибы) главных балок в середине пролета № 5 замерялись прогибомерами Максимова (рис. 3.26). Для замеров прогибов было установлено 12 прогибомеров (прогибомеры 1-12), для замеров перемещений опоры № 6 – 6 прогибомеров (прогибомеры 13-18), для замеров перемещений опоры № 5 – тоже 6 прогибомеров (прогибомеры 19-24). После обработки результатов измерений определены экспериментальные упругие прогибы главных балок.

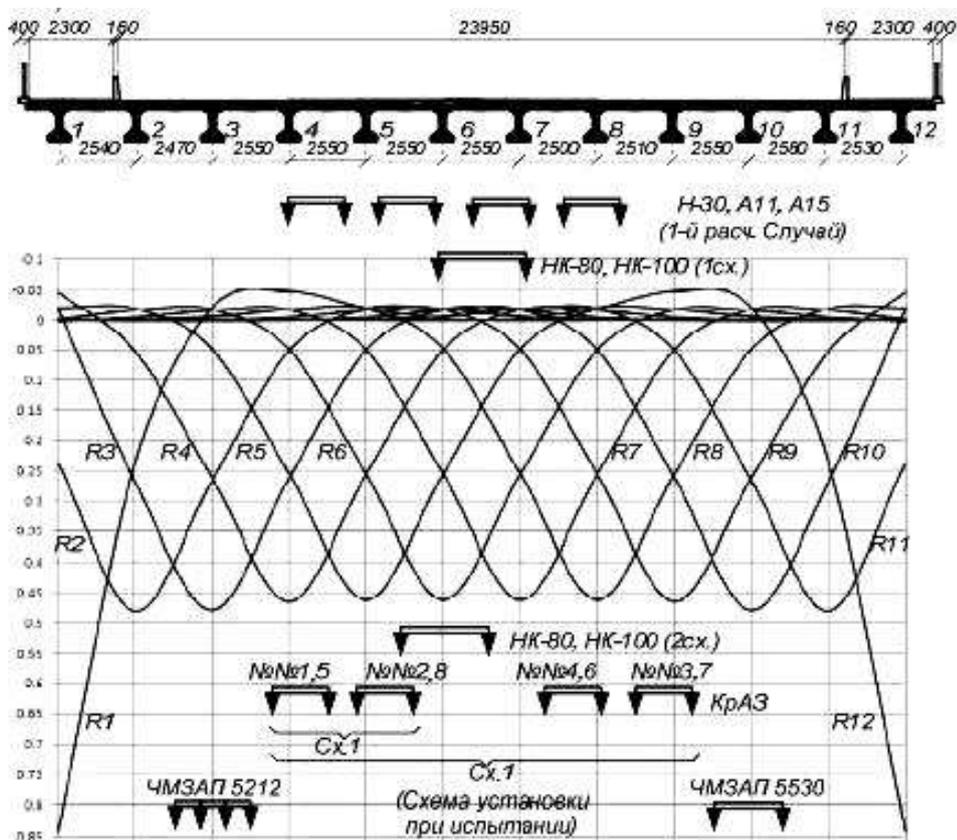


Рис. 3.24. Линии влияния усилий на главные балки и их загрузка временными нагрузками

Для определения теоретических прогибов был применен пространственный метод расчета, разработанный В.П. Кожушко [50, 62].

По результатам испытаний и теоретических расчетов построены кривые прогибов главных балок в середине пролета (рис. 3.27). На рис. 3.27 для каждой схемы загрузки приведены три кривые прогибов: 1 – экспериментальная, 2 – теоретическая, 3 – теоретическая, полученная с учетом коэффициента K , корректирующего жесткость главных и поперечных элементов пролетного строения. Как видно из рис. 3.27, предлагаемая теория расчета дает неплохие результаты по определению распределительной способности пролетного строения. Экспериментальные и теоретические кривые прогибов идентичны. Традиционно усилия на главные балки от временной нагрузки определяют, вводя коэффициент поперечного распределения (табл. 3.13, 3.14). Из сравнения экспериментальных и теоретических значений КПР видно, что их расхождения при за-

грузении по схеме 1 составляет, в основном, 3,9-22,8%, по схеме 2 – 1,9-18,2%.

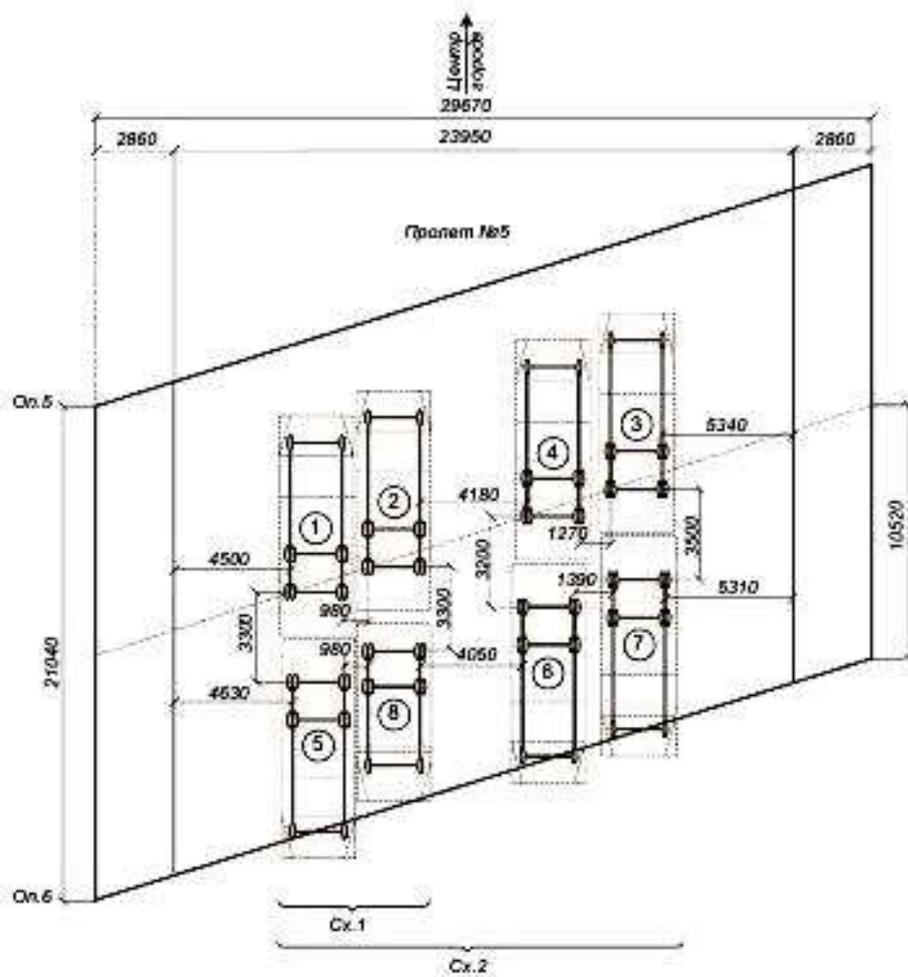


Рис. 3.25. Загружение середины пролета испытательной нагрузкой

Коэффициент K определяется по следующей формуле:

$$K = \frac{\sum y_{\text{экс}}}{\sum y_{\text{теор}}}, \quad (3.17)$$

где $\sum y_{\text{экс}}$ - сумма прогибов, полученных по данным испытаний;

$\sum y_{\text{теор}}$ - сумма теоретических прогибов.

Исходя из проведенного анализа значений прогибов, можно сделать следующие выводы:

1. Предложенный автором работ [50, 62] метод применим при расчете температурно-неразрезных пролетных строений.

2. Подтверждено положение о том, что при расчете на временные нагрузки температурно-неразрезные пролетные строения можно

Таблица 3.12

Масса автомобилей, используемых при испытании путепровода

№ автомобиля	Масса автомобиля, т	Передается, т	
		на переднюю ось	на заднюю ось
1	24,40	4,63	2 × 9,885
2	23,05	4,53	2 × 9,260
3	23,10	4,55	2 × 9,275
4	22,98	4,00	2 × 9,490
5	23,70	4,51	2 × 9,595
6	20,26	4,95	2 × 7,655
7	22,90	4,03	2 × 9,435
8	17,20	4,80	2 × 6,200

Таблица 3.13

Коэффициенты поперечной установки при загрузении пролетного строения по схеме 1

КПР	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Теор	-0,028	0,046	0,149	0,295	0,322	0,195	0,053	-0,015	-0,011	-0,002	0	0
Экспер	0,002	0,059	0,183	0,284	0,286	0,150	0,042	0,005	-0,007	-0,002	0	-0,002

рассчитывать как разрезные.

3. Широкие мосты деформируются несколько иначе, чем мосты, рассчитываемые в типовых проектах. При загрузении пролетного строения несколькими колонами возможны несколько пиков в прогибах главных балок. Например, при загрузении рассматриваемого пролетного строения по схеме 2, когда были установлены две колоны испытательной нагрузки на значительном расстоянии друг от друга по ширине проезжей части, получены 2 пика прогибов, что говорит о значительной гибкости пролетного строения в поперечном направлении.

4. Используя предложенный метод расчета, были определены изгибающие моменты в главных балках пролетом 21 м от различных временных нагрузок.

Расчет пролетных строений выполнен в соответствии с нормами [133] и [126]. В качестве расчетных нагрузок рассматривалась толпа на тротуарах, автомобильная нагрузка Н-30 и колесная

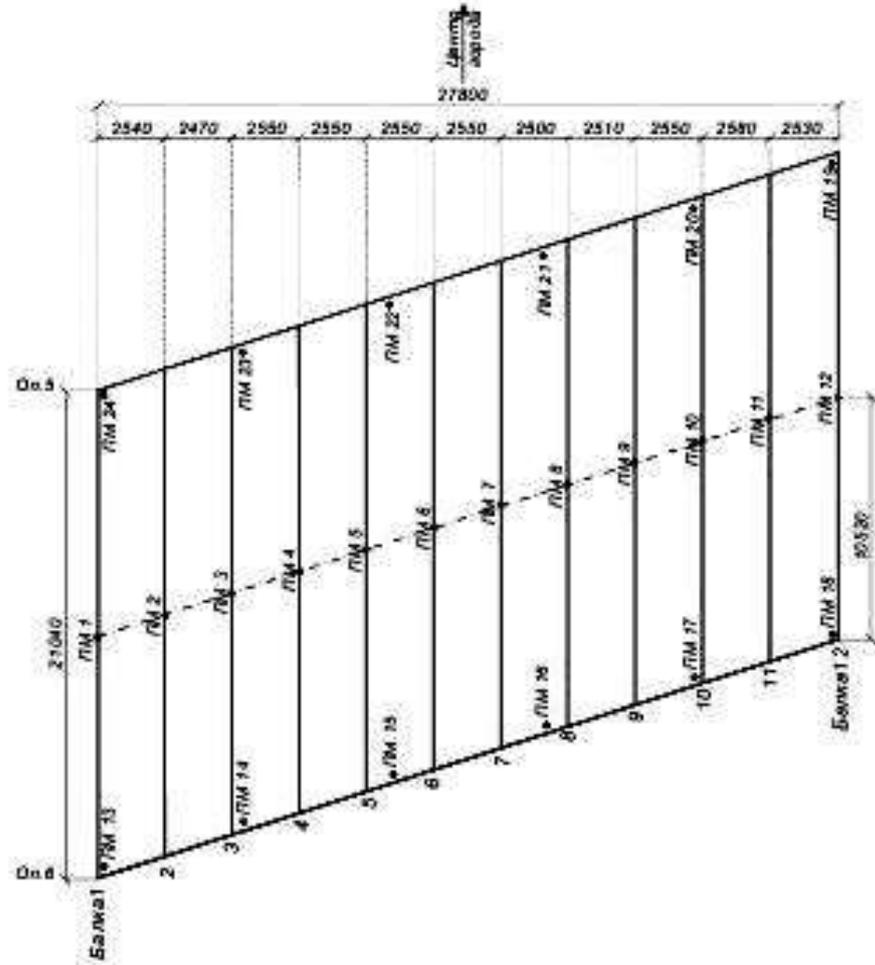


Рис. 3.26. Схема установки прогибомеров

Таблица 3.14

Коэффициенты поперечного распределения при загрузении пролетного строения по схеме 2

КПР	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Теор	0,014	0,021	0,073	0,142	0,138	0,131	0,115	0,154	0,144	0,072	0,012	-0,009
Экспер	0,001	0,027	0,084	0,131	0,144	0,122	0,136	0,157	0,129	0,054	0,015	0,001

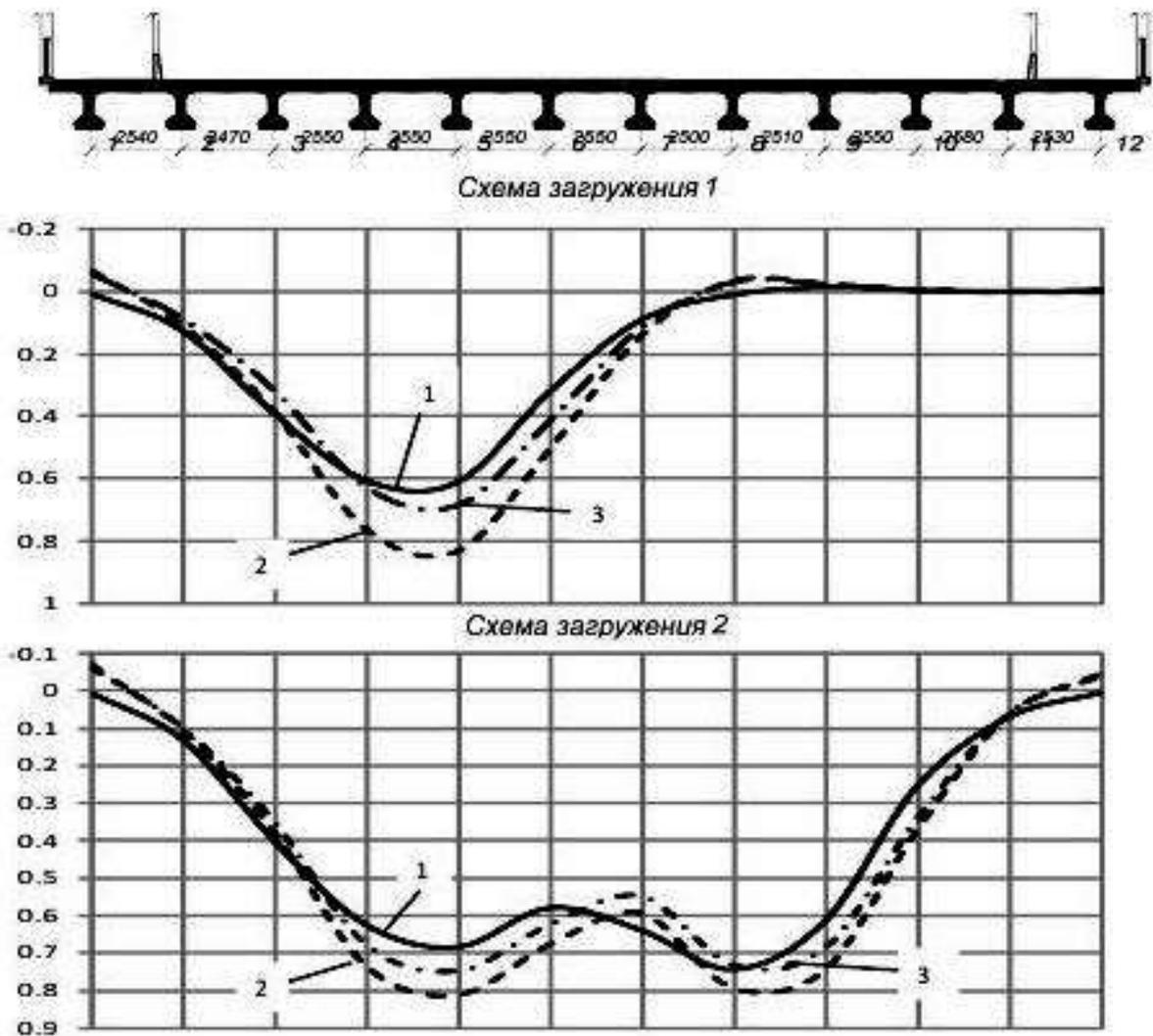


Рис. 3.27. Кривые прогибов: 1 – экспериментальные; 2 – теоретические; 3 – теоретические с учетом коэффициента K

нагрузка НК-80, под которые были рассчитаны балки типового проекта согласно нормам [133] толпа на тротуарах, автомобильная нагрузка А11, предусмотренные российскими нормативными документами [46], толпа на тротуарах, автомобильная нагрузка А15, колесная нагрузка НК-100, под которые рекомендуется рассчитывать городские мосты [126], а также на обращающиеся по путепроводу автомобили КраЗ с интервалами между машинами 10м и единичные сверхнормативные нагрузки в виде трейлеров ЧМЗАП-5212 и ЧМЗАП-5530. Результаты расчетов сведены в табл. 3.15.

Величины изгибающих моментов от постоянных и временных нагрузок в середине пролета длиной 21 м

Номера балок	От постоянной нагрузки, кНм	От норматвных нагрузок, кНм					От реально обращающихся нагрузок, кНм			Предельный згибочный момент M_b , кНм
		Н-30 (3 колонны + толпа+пост	А11 (2 колонны) + толпа+пост	А15 (1 колонна) +толпа+пост	НК-80+пост	НК-100+пост	КрАЗ (3 колонны) + толпа+пост	ЧМЗАП-5212 +толпа+пост	ЧМЗАП-5530 +пост	
5-8	1710	3590	3655	3031	3127	3320	3440	4082	4309	4254

Анализ результатов расчета, приведенных в табл. 3.15, свидетельствует, что грузоподъемность пролетного строения достаточна для пропуска 3-х колонн автомобильной нагрузки Н-30, 2-х колонн автомобильной нагрузки А11, одной колонны автомобильной нагрузки А15, одиночных машин НК-80 и НК-100, 3-х колонн КрАЗ и единичных автопоездов ЧМЗАП-5212 или ЧМЗАП-5530.

Рассмотрим широкое пролетное строение [67], перекрытое разрезными балками из предварительно напряженного железобетона, выполненными по типовому проекту (вып. 122-63, разработан Союздорпроектом). Типовым проектом предусмотрена марка бетона балок 400. Пролетные строения – диафрагменные, рассчитанные под нагрузку Н-30 и НК-80. Проектные строения разработаны для определенных габаритов мостов по ширине. В действительности были запроектированы и построены мосты с габаритами по ширине, превышающие предусмотренные типовым проектом. Пространственная работа и этих широких пролетных строений отличается от работы пролетных строений узких мостов, поэтому рассмотрим вопрос о действительном напряженно-деформированных состояниях и этих широких пролетных строений.

В результате эксплуатации таких мостов производились ремонты их проезжей части, которые, чаще всего, заключались не в замене изношенных покрытий, а в наращивании толщины асфальтобетонного покрытия, что привело к значительному увеличению усилий в элементах пролетного от постоянной нагрузки, и, есте-

ственно, к уменьшению доли нагрузки, воспринимаемой пролетными строениями от воздействия временных нагрузок. Таким образом, требуется дополнительные исследования работы пролетных строений с увеличенной толщиной слоев покрытия и установления истинной их несущей способности.

Все эти вопросы могут быть решены путем сравнения теоретических и экспериментальных данных, желательно полученных в результате испытания реальных пролетных строений при загрузке их испытательной нагрузкой. Выводы по результатам сравнения теоретических и экспериментальных данных будут достоверными только тогда, когда будет применен пространственный метод расчета, правильно отражающий реальную работу пролетных строений. В данном разделе для получения теоретических данных от испытательной нагрузки применен метод расчета, разработанный В.П. Кожушко [50, 55, 58].

Сотрудниками кафедры мостов, конструкций и строительной механики ХНАДУ в 2008г. были проведены испытания одного из пролетных строений путепровода по ул. Привокзальной в г. Сумах, расположенного над железнодорожными путями Краснозвездинского рафинадного завода. Проектное задание сооружения выполнено Харьковским отделением ПромтрансНИИпроекта в 1967г. Путепровод имеет три пролета и выполнен по схеме 22,16+22,16+14,06м (рис. 3.28). Испытанию был подвержен пролет № 2. В пролете установлено 9 железобетонных балок на взаимном расстоянии между балками от 160 до 167см, т.е. среднее расстояние между балками составляет 163,25см (по типовому проекту расстояние по ширине пролетного строения должно составлять 166см). Балки изготовлены на Киевском заводе мостовых железобетонных конструкций в 1968г. Действительный класс бетона, замеренный с помощью склерометра ОМШ-1, составляет В40. Общая толщина дорожной одежды (с учетом ранее проведенных работ) на момент обследования сооружения составила 16-28см, что примерно в 1,7 раза превышает проектную толщину.

В связи с фильтрацией воды с проезжей части на бетоне балок видны следы выщелачивания; происходит коррозия металлических закладных деталей. В некоторых местах пролета отсутствует объединение диафрагм по закладным деталям (диафрагмы 1, 2).

В качестве испытательной нагрузки были использованы четыре

автомобиля КрАЗ и два автомобиля КамАЗ. Автомобили были взвешены. Масса автомобилей и распределение массы между осями приведены в табл. 3.16. При загрузке середины пролета автомобили ставились задними бортами друг к другу. Были предусмотрены три схемы загрузки пролетного строения (рис. 3.29). По первой схеме предусматривалась установка двух автомобилей (автомобили № 1 и № 2) у ограждения; по второй схеме дополнительно к автомобилям № 1 и № 2 примерно по оси моста устанавливались еще два автомобиля (автомобили № 3 и № 4). По схемам 2 и 3 предусматривалось несимметричное загрузку пролетного строения. Примерно симметричную работу пролетного строения вызывала третья схема загрузки, когда был установлен третий ряд автомобилей (автомобили № 5 и № 6).

Таблица 3.16

Масса автомобилей, использованных при испытании путепровода

Номер автомобиля	Марка автомобиля	Масса автомобиля, т	Распределение массы между осями, т	
			на переднюю ось	на заднюю ось
1	КрАЗ	21,10	4,16	16,94
2	КамАЗ	19,60	4,57	15,03
3	КрАЗ	21,50	4,50	16,80
4	КрАЗ	22,80	4,10	18,70
5	КрАЗ	23,12	4,32	18,80
6	КамАЗ	19,30	5,00	14,32

Прогибы балок замерялись прогибомерами Максимова, схема установки которых приведена на рис. 3.30.

Теоретические прогибы от испытательной нагрузки определены по методу В.П. Кожушко [50, 55, 58] без учета крутящихся моментов, для чего были построены линии влияния сил, передаваемых диафрагмами на главные балки (рис. 3.31). На этом же рисунке приведены схемы установки испытательной нагрузки по ширине пролетного строения.

Величина экспериментальных и теоретических прогибов приведены в табл. 3.17. По данным испытаний и теоретических расчетов построены прогибы главных балок (рис. 3.32).

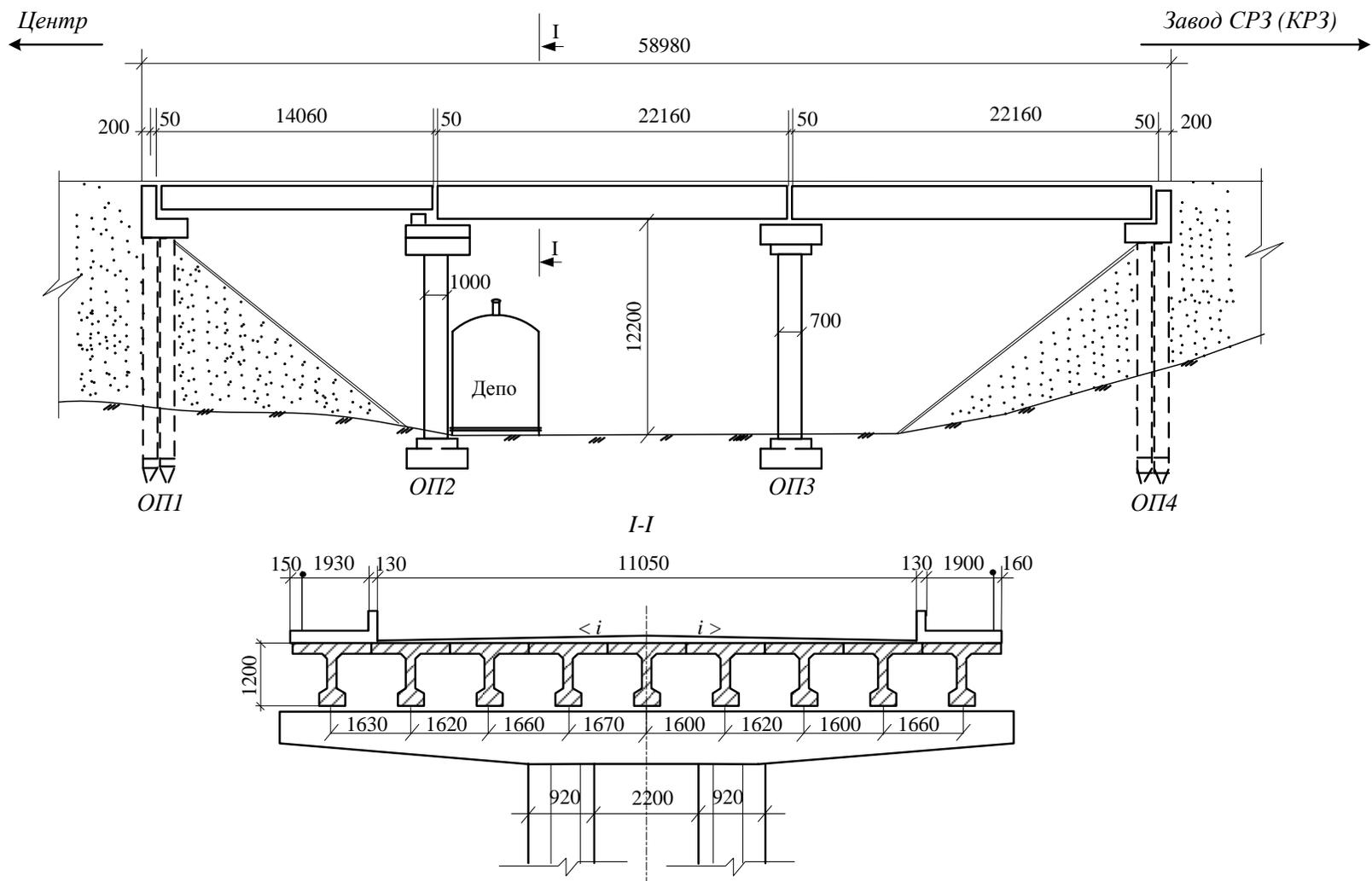


Рис. 3.28. Схема путепровода у завода СРЗ (КРЗ) по ул. Привокзальной в г. Сумах

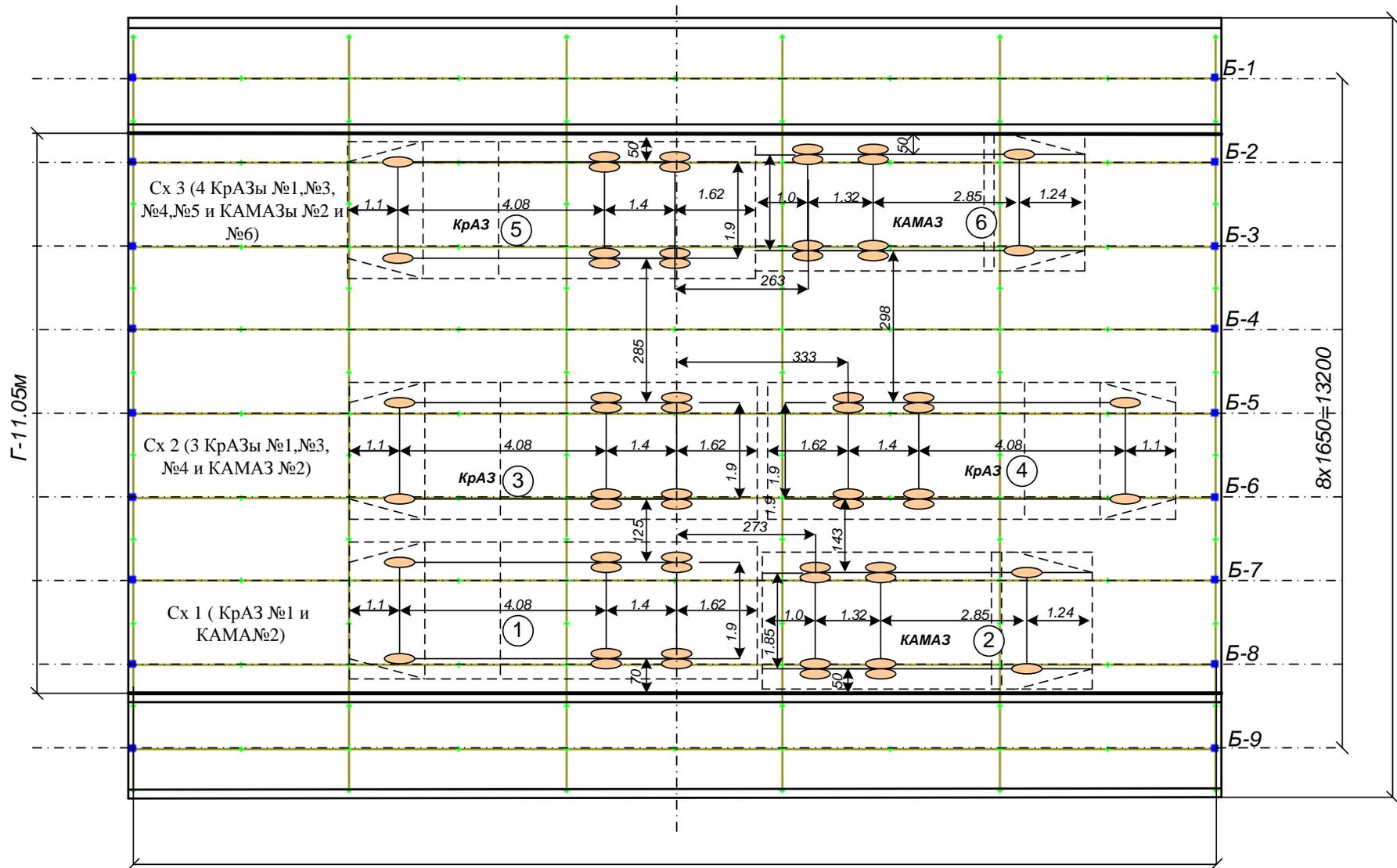


Рис. 3.29. Схемы загрузки пролета № 2 (длиной 22,16м) испытательной нагрузкой

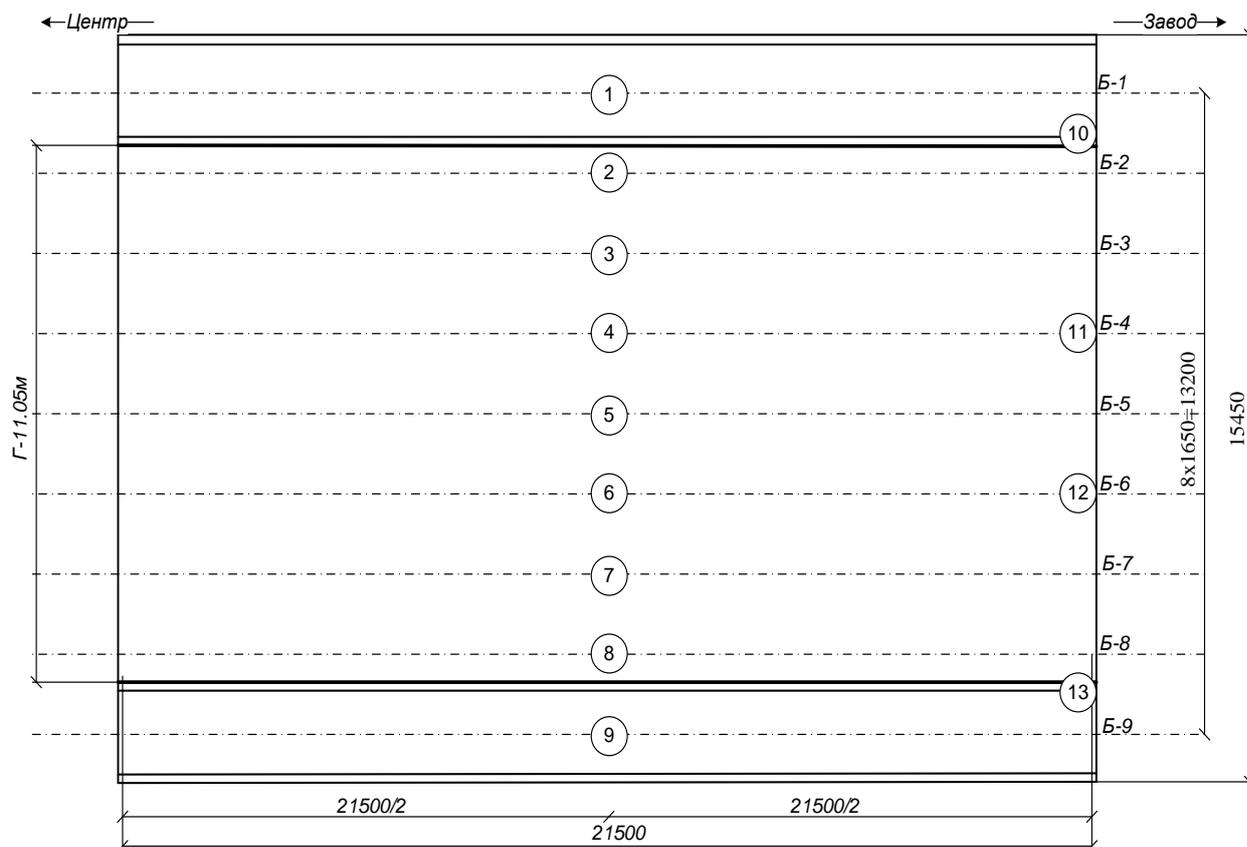


Рис. 3.30. Схема установки прогибомеров при испытании путепровода

Анализ экспериментальных и теоретических кривых показ, что кривые идентичны. Некоторые отклонения в теоретических и экспериментальных прогибах под крайними балками связано с тем, что при расчете не были учтены крутящие моменты, а также влияние тротуаров, перил и ограждений на изгибную жесткость крайних и соседних с ними главных балок, что теоретически трудно учесть.

Распределительную способность пролетного строения можно характеризовать и величиной коэффициента поперечного распределения. Экспериментальные и теоретические величины коэффициентов поперечного распределения приведены в табл. 3.18. Из табл. 3.18 видно, что экспериментальные и теоретические величины коэффициентов поперечного распределения близки. Разница в величинах КПР не превышает 16% и только для крайних балок она составляет 20%, что вызвано, как уже упоминалось, влиянием тротуаров, перил и ограждений.

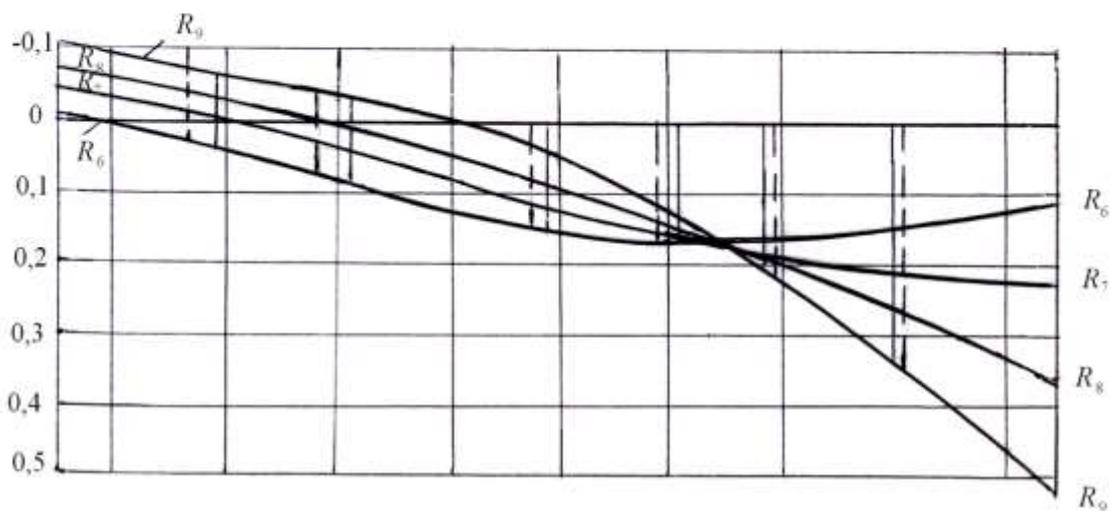
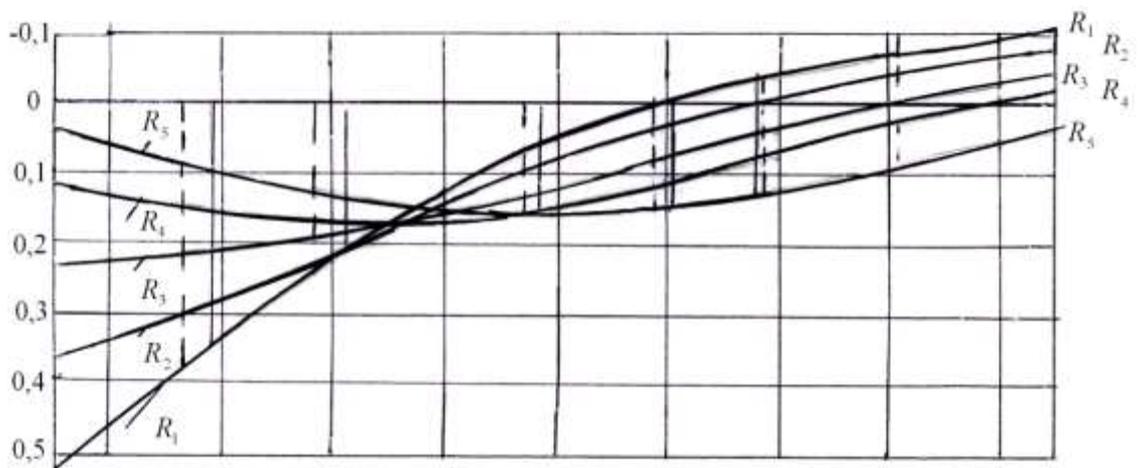
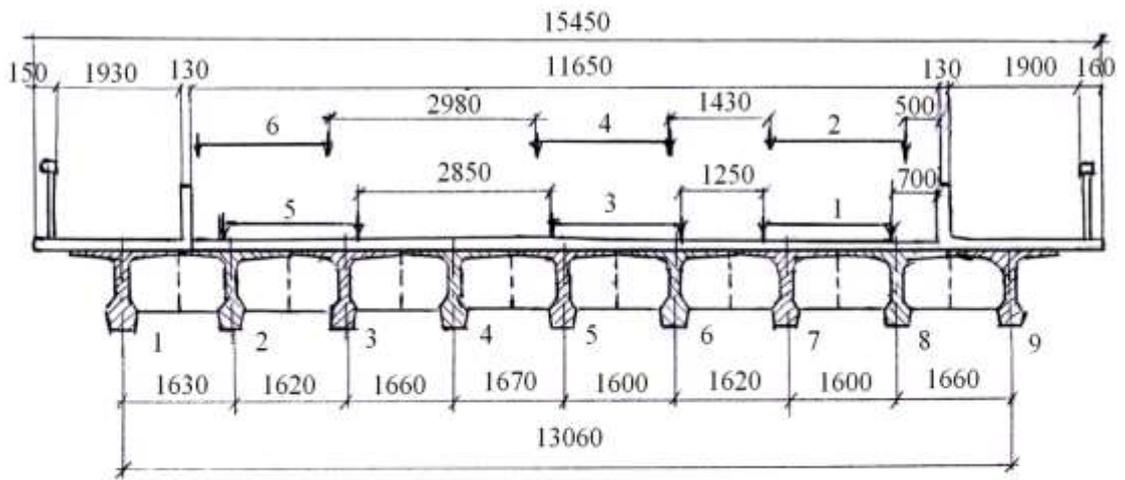


Рис. 3.31. Линии влияния сил и схемы их загрузки испытательной нагрузкой

Таблица 3.17

Экспериментальные и теоретические прогибы главных балок в середине пролета

Прогиб, см	Балки								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Схема 1									
Экспер.	-0,041	-0,015	0,006	0,071	0,123	0,197	0,226	0,351	0,347
Теор.	-0,060	-0,018	0,029	0,076	0,136	0,194	0,254	0,303	0,352
Схема 2									
Экспер.	0,014	0,110	0,187	0,307	0,429	0,502	0,517	0,459	0,393
Теор.	-0,021	0,081	0,187	0,283	0,375	0,456	0,498	0,531	0,527
Схема 3									
Экспер.	0,315	0,474	0,535	0,578	0,612	0,606	0,589	0,454	0,376
Теор.	0,425	0,470	0,500	0,531	0,554	0,583	0,512	0,524	0,457

Таблица 3.18

Экспериментальные и теоретические коэффициенты поперечного распределения

КПР	Балки								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Схема 1									
Экспер.	-0,022	-0,012	0,005	0,056	0,097	0,156	0,171	0,277	0,274
Теор.	-0,047	-0,014	0,023	0,060	0,107	0,153	0,201	0,239	0,278
Схема 2									
Экспер.	0,005	0,038	0,064	0,105	0,147	0,172	0,177	0,157	0,135
Теор.	-0,007	0,028	0,064	0,097	0,129	0,156	0,177	0,182	0,181
Схема 3									
Экспер.	0,075	0,104	0,117	0,126	0,134	0,132	0,129	0,099	0,083
Теор.	0,093	0,103	0,109	0,116	0,121	0,123	0,118	0,115	0,102

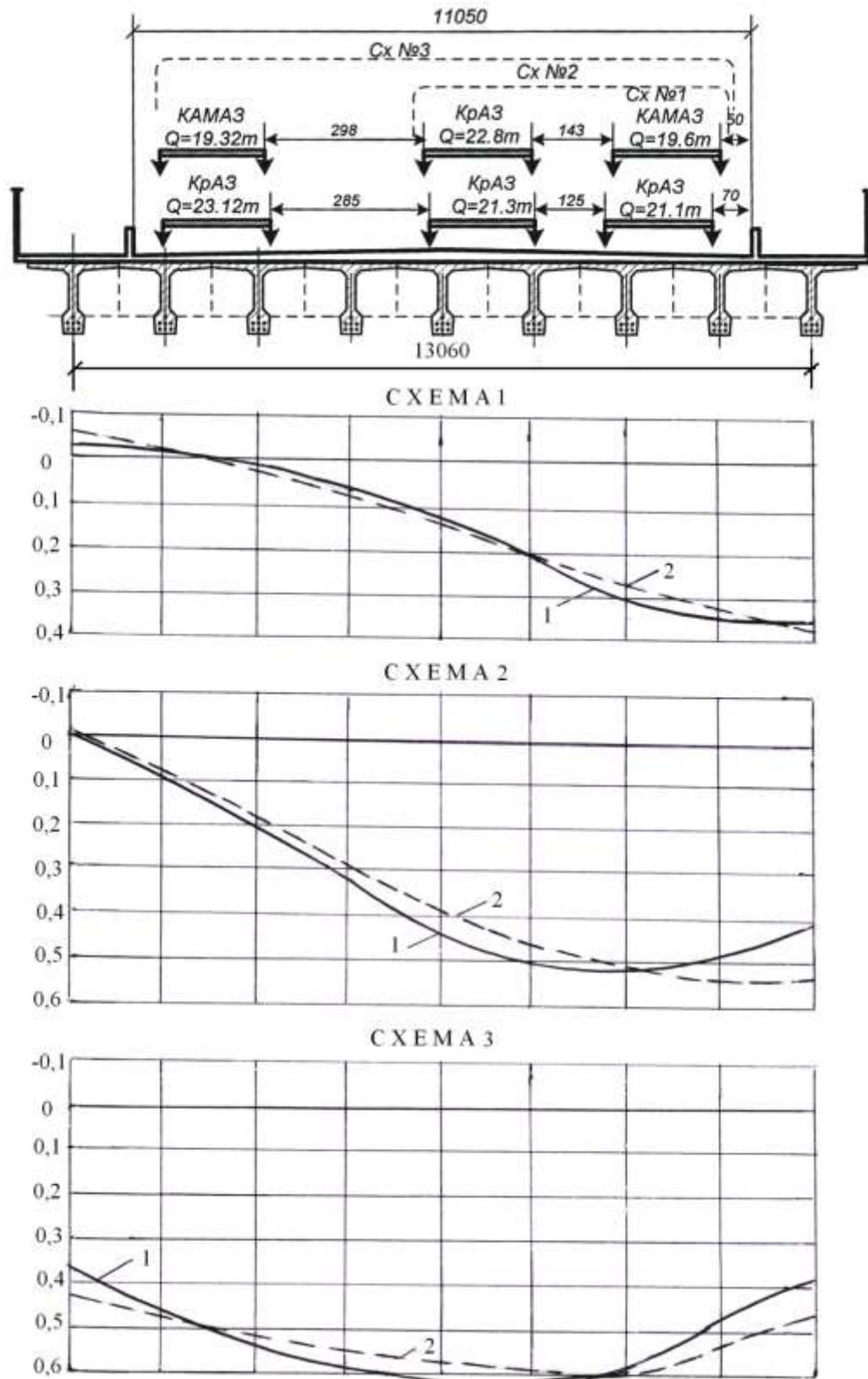


Рис. 3.32. Прогибы главных балок: 1 – экспериментальные; 2 – теоретические

Выводы

1. Метод В.П. Кожушко применим и при расчете широких диафрагменных пролетных строений.

2. При определении распределительной способности пролетных строений обязательен учет влияния тротуаров, перил и ограждений.

3.10. Расчетная модель температурно-неразрезного пролетного строения

Как известно, температурно-неразрезными названы разрезные пролетные строения, объединенные между собой в уровне плиты проезжей части или в уровне центра тяжести балок, в результате чего при температурных воздействиях они работают как неразрезные, а при вертикальных нагрузках как разрезные системы.

На кафедре мостов и строительных конструкций ХНАДУ [47] предложена расчетная модель температурно-неразрезного пролетного строения и определено напряженно-деформированное состояние с помощью комплекса ЛИРА [28]. В качестве исследуемого объекта принят мост через р. Харьков по ул. Героев Труда в г. Харькове.

Расчетная схема двух пролетов моста представляет собой конечно-элементную модель, собранную из универсальных пространственных изопараметрических шести- и восьмиузловых конечных элементов (КЭ). Поскольку количество КЭ большое, а пролеты моста состоят из одинаковых конструктивных элементов – балок, целесообразно применение к решению суперэлементного подхода. В этом случае используется, один суперэлемент (СЭ), который представляет собой однопролетную мостовую балку. Стыки в продольном и поперечном направлении состоят из обычных КЭ (рис. 3.33).

Формирование расчетной схемы СЭ осуществляется многократным копированием образующей при ее перемещении вдоль продольной оси балки моста. Образующая представляет собой сечение балки, которое состоит из прямоугольных и треугольных пластин (рис. 3.34), объединяющих между собой в узлах.

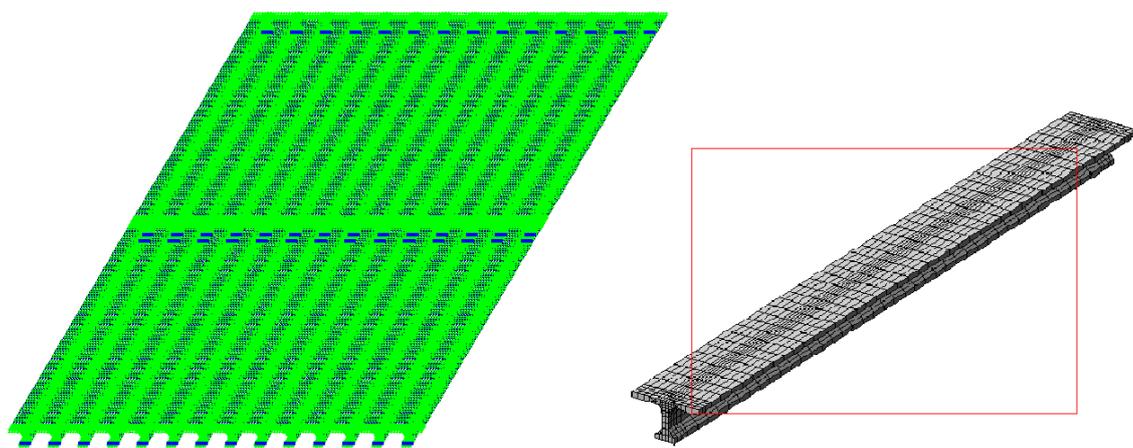


Рис. 3.33. Конечно-элементная модель двух пролетов моста и суперэлемента

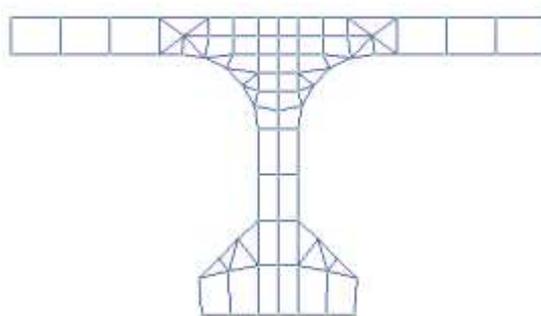


Рис. 3.34. Конечно-элементная модель образующей для суперэлемента

В целом схема состоит из 119324 узлов и 75380 конечных элементов. Основная расчетная схема состоит из 8192 узлов и 868 конечных элементов (включая 28 суперэлементов). Расчетная схема СЭ состоит из 3969 узлов и 3264 конечных элементов. В каждом узле КЭ и СЭ имеет три степени свободы (при перемещении). К характеристике каждого конечного элемента относятся: коэффициент Пуассона, модуль упругости, коэффициент температурного расширения и удельный вес материала. Данные характеристики могут учитывать работу конструкции только в упругой стадии работы. При этом предусмотрена возможность учета физических особенностей материала (физическую нелинейность).

Для расчета напряженно-деформированного состояния (НДС) стыков балок предусматривается использовать фрагмент основной схемы, загруженной заданными перемещениями, полученными в результате расчета основной схемы. Такая конечно-элементная модель фрагмента позволяет осуществить моделирование и расчет

НДС для любой конструкции стыка при незначительном изменении модели.

Пример расчета НДС моста осуществляется для случая нагружения пролетов моста собственным весом, тремя грузовыми автомобилями и температурным воздействием. Схема нагружения пролетов моста временной нагрузкой показано на рис. 3.35.

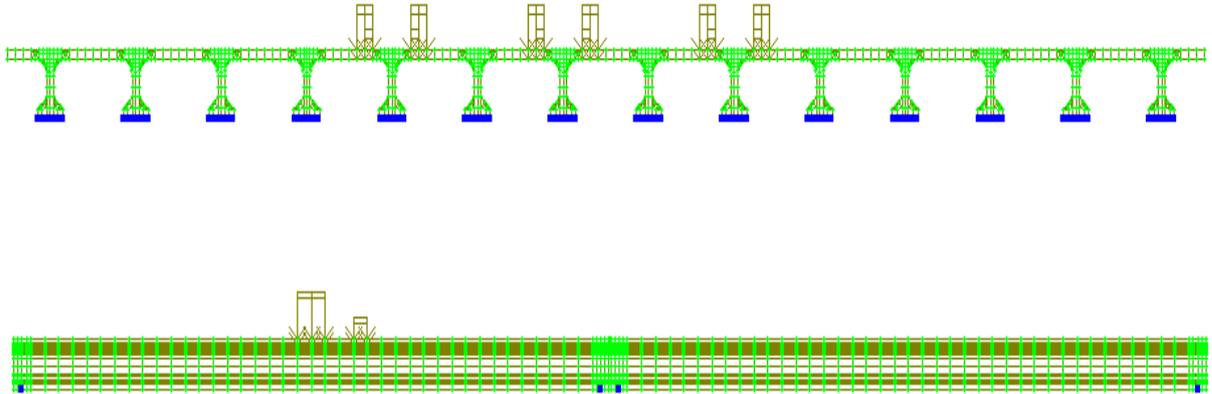


Рис. 3.35. Схема нагружения пролетов моста грузовыми автомобилями

Исходные данные для расчета следующие:
конечный элемент - универсальный объединенный КЭ 34 и КЭ 36;

модуль упругости материала - $3,5 \cdot 10^4$ МПа;

коэффициент Пуассона – 0,2;

коэффициент температурно-неразрезного расширения - $1,2 \cdot 10^{-5}$ 1/рад;

температура окружающей среды - 30°C .

Результаты тестового расчета приведены на рис. 3.36-3.38.

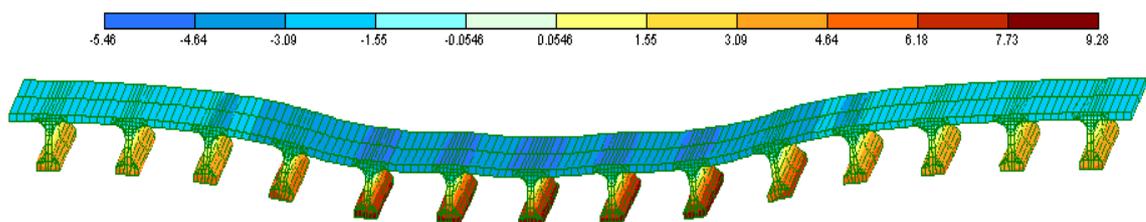


Рис. 3.36. Напряжения N_z в середине нагруженном пролета по ширине моста

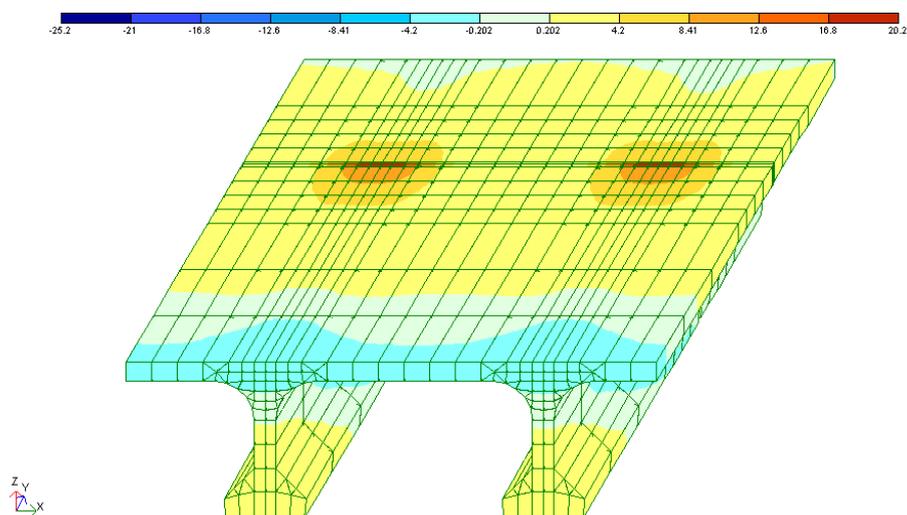


Рис. 3.37. Напряжения N_z в зоне стыка загруженного и ненагруженного пролетов

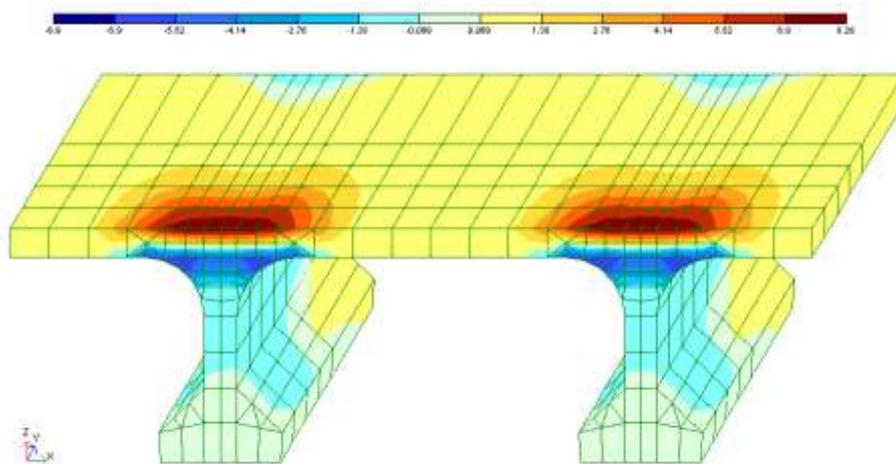


Рис. 3.38. Напряжения N_z в зоне стыка в ненагруженном пролете

На рис. 3.36-3.38 показаны изополя напряжений N_z в середине загруженного пролета по ширине моста и в зонах стыкования балок в продольном и поперечном направлениях. С рис. 3.38 видно, что максимальные растягивающие напряжения в поперечном стыке (между опорами) равно 20,2МПа.

Полученные результаты показывают, что конечно-элементная модель дает картинку изменения прогибов в пролете моста, качественно совпадающую с экспериментом, что подтверждает ее пригодность для дальнейшего использования.

3.11. Статические исследования работы температурно-неразрезного пролетного строения

Повреждение деформационных швов является причиной коррозионных процессов в торцевых сечениях пролетных строений и главных частей опор вследствие проникновения через швы воды, что снижает долговечность искусственных сооружений. Минимальное количество деформационных швов имеют неразрезные пролетные строения, но их монтаж значительно сложнее, чем разрезных строений. Объединение разрезных пролетных строений в температурно-неразрезные не изменяет, как это уже было сказано в параграфе 3.11, характера их работы на вертикальные нагрузки, а при действии горизонтальных сил и изменении температуры объединенные пролетные строения работают как неразрезные.

Рассмотрим работу моста через р. Харьков по ул. Героев Труда, запроектированное институтом «Харьковгипротранс».

Характеристики моста [46]: тип пролетного строения - температурно-неразрезное, балочное, сборное, пятипролетное (рис. 3.39); полная длина – 122,94м; схема моста - $2 \times 21 + 33 + 2 \times 21$ м с разделительной продольной полосой под трамвайные линии; габарит проезжей части по ширине – 26,4м; габарит трамвайных путей по ширине – 9,8м; тротуары - $1 \times 3,75 + 1 \times 0,75$ м; проектная нагрузка, под которую рассчитаны элементы моста, – Н-30 и НК-80; год строительства – 1980. Температурные швы размещены на береговых опорах.

Пролетное строение выполнено из разрезных сборных бездиафрагменных железобетонных балок таврового сечения (см. рис. 3.39, рис. 3.40) по типовому проекту 384/46 ($L=33$ м и $L=21$ м) института «Союздорпроект». В каждом пролете установлено по 19 балок длиной 33м или 21м на взаимных расстояниях 226-228см (см. рис. 3.39).

Между балками, обеспечивающими проезд автомобильного транспорта (14 балок), и балками под трамвайные пути (5 балок) объединения отсутствуют, т.е. эти две части пролетного строения работают независимо одна от другой.

Балки объединены в температурно-неразрезную систему по плите проезжей части в пределах всей ширины пролетного строения. Продольный стык имеет ширину около 50см.

Опорные части выполнены в виде составных (из двух частей) резино-металлических элементов.

При помощи склерометра была определена прочность бетона стенок и нижних поясов балок. Прочность составила 40-52МПа (средняя прочность 44МПа), что соответствует классу бетона В37. Это выше класса бетона, указанного в паспорте (для балок длиной 21м он должен быть В30, для балок длиной 33м – В35).

Было проведено испытание пролетных строений моста с целью проверки действительной их работы.

Загрузка пролетных строений производилась загруженными автомобилями КамАЗ массой 21-22т. Взвешивание автомобилей производилось до начала испытаний. Схемы загрузки пролетных строений моста были рассчитаны таким образом, чтобы получить максимальные прогибы в середине пролета № 4 и углы поворота между балками над опорой 5 (рис. 3.41).

В процессе испытания моста определялись вертикальные перемещения главных балок пролетного строения № 4 (см. общий вид моста, рис. 3.39) прогибомерами Максимова в середине пролета и горизонтальные перемещения торцов балок 4 и 5 в пролетах 4 и 5 индикаторами часового типа с точностью измерения 0,01мм. Схема установки индикаторов приведена на рис. 3.42. Результаты испытаний приведены в табл. 3.19, 3.20 и на рис. 3.43-3.46.

Таблица 3.19

Обработка результатов показания индикаторов в опорном сечении

Номер балок	Номер индикатора	Показания индикаторов					Деформации			
		Без нагрузки	Схема 1	Схема 2	Схема 3	Без нагрузки	Схема 1	Схема 2	Схема 3	Без нагрузки
4	1	0495	0648	0787	0716	0501	0,153	0,292	0,221	0,006
4	2	0510	0790	5000	4860	4470	0,280	-	-	-
4	3	5010	5460	5790	5610	5090	0,450	0,780	0,600	0,080
5	4	4920	5440	5980	5760	4960	0,520	1,060	0,840	0,040
5	5	4990	5330	5690	5530	5020	0,340	0,700	0,540	0,030
5	6	4990	5180	5360	5280	5000	0,190	0,370	0,290	0,010

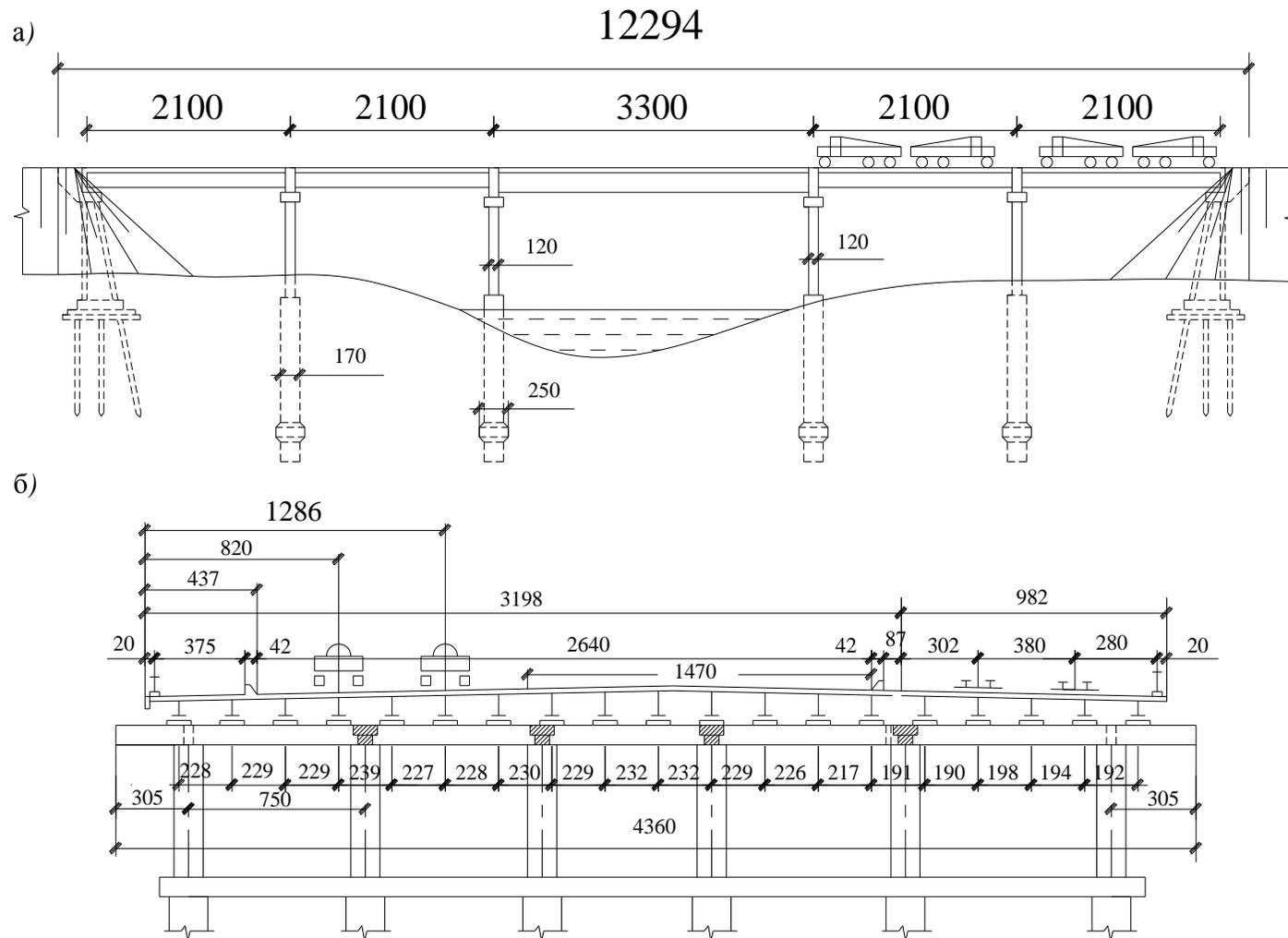


Рис. 3.39. Схема моста: а – общий вид; б – поперечное сечение



Рис. 3.40. Вид моста и пролетного строения

Таблица 3.20

Экспериментальные и теоретические значения углов поворота главных балок пролетных строений

	Угол поворота α							
	Балка № 4				Балка № 5			
	Экспериментальный		Теоретический		Экспериментальный		Теоретический	
	рад	град	рад	град	рад	град	рад	град
1	$4,286 \cdot 10^{-4}$	$0,0246^0$	$4,26 \cdot 10^{-4}$	$0,02445^0$	$4,962 \cdot 10^{-4}$	$0,0284^0$	$5,633 \cdot 10^{-4}$	$0,03227^0$
2	$7,430 \cdot 10^{-4}$	$0,0426^0$	$8,66 \cdot 10^{-4}$	$0,0496^0$	$1,0095 \cdot 10^{-4}$	$0,0578^0$	$11,387 \cdot 10^{-4}$	$0,0652^0$
3	$5,714 \cdot 10^{-4}$	$0,0327^0$	$5,387 \cdot 10^{-4}$	$0,0309^0$	$8,00 \cdot 10^{-4}$	$0,0458^0$	$8,027 \cdot 10^{-4}$	$0,0459^0$

На основании натуральных испытаний температурно-неразрезных пролетных строений можно сделать следующие выводы:

1. Пролетное строений № 4 находится в удовлетворительном состоянии и его работа соответствует пространственной схеме распределения усилий между элементами пролетного строения (главными балками). Об этом свидетельствуют кривые прогибов главных балок в середине пролета.

2. Торцевые перемещения (углы поворота) главных балок № 4 и 5 свидетельствуют о том, что температурный шов объединения балок по плите в поперечном и продольном направлениях находится в удовлетворительном состоянии (перемещение на уровне низа плиты равны нулю). Угол поворота образуется за счет деформаций резино-мателлических опорных частей и его величина прямо пропорциональна прикладываемой нагрузке (см. рис. 3.46). Сравнение экспериментальных и теоретических значений углов поворота

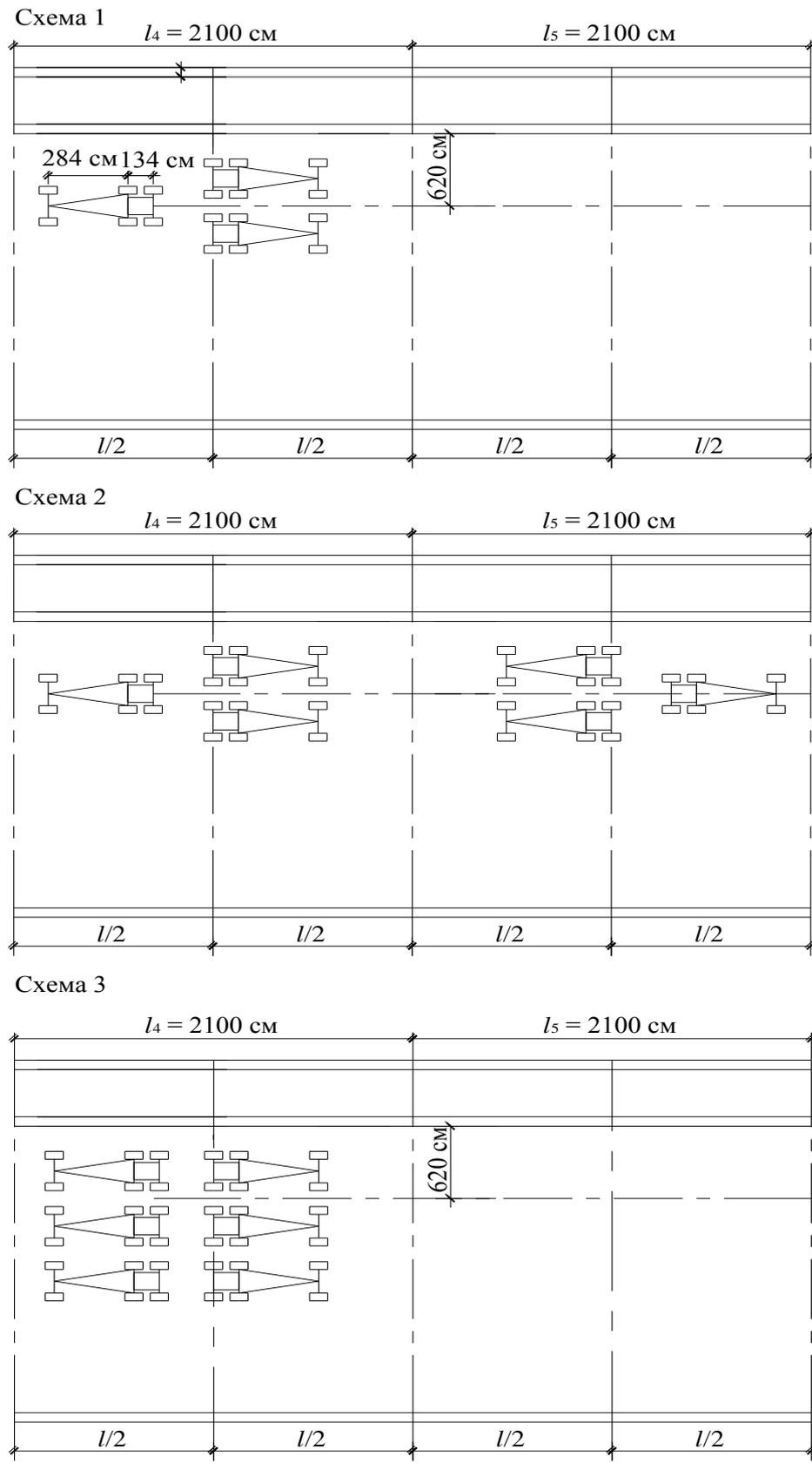


Рис. 3.41. Размещение автомобилей при разных схемах загрузки моста

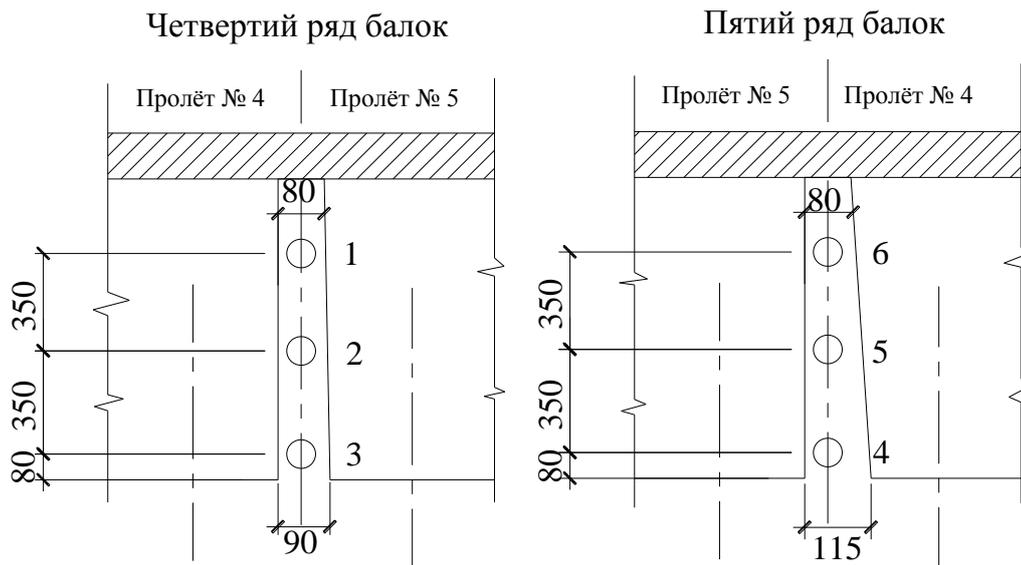


Рис. 3.42. Размещение индикаторов

приведены в табл. 3.20. Анализ данных табл. 3.20 свидетельствует о хорошей сходимости экспериментальных и теоретических значений углов поворота.

Анализ и обобщение имеющихся данных о применении новейших материалов и современных технологий при строительстве искусственных сооружений показывает на необходимость разработки новых рекомендаций в области использования разных конструкций температурно-неразрезных пролетных строений согласно условиям их эксплуатации на территории Украины, а также разработка программ для расчета температурных деформаций пролетных строений, способствующих принятию решения о количестве пролетов в мостах, в пределах которых следует проектировать температурные швы.

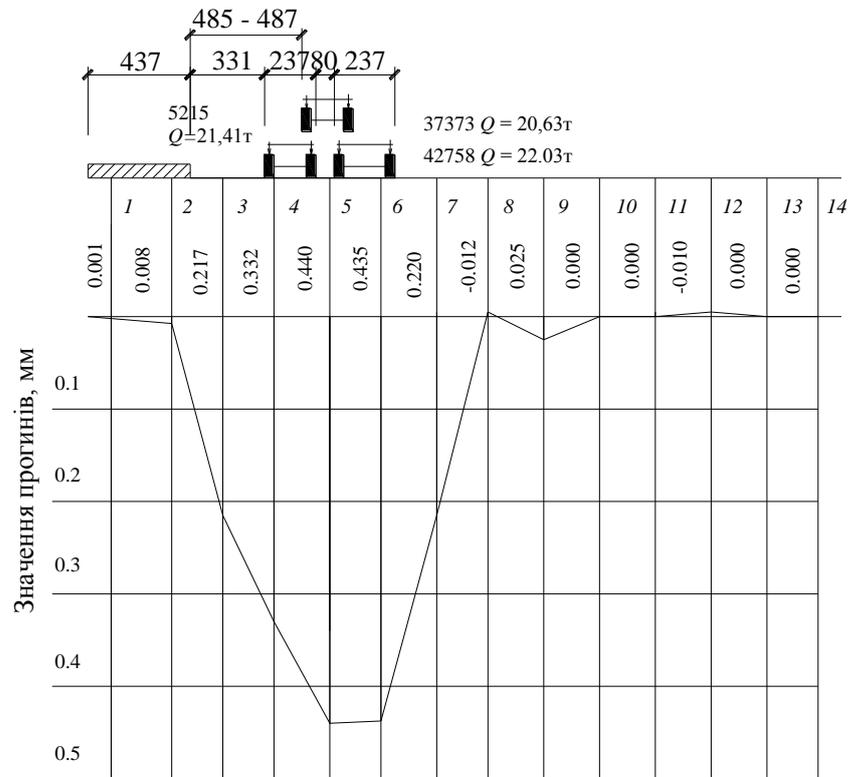


Рис.3.43. Прогібы балок пролета № 4 при загрузении по схеме 1

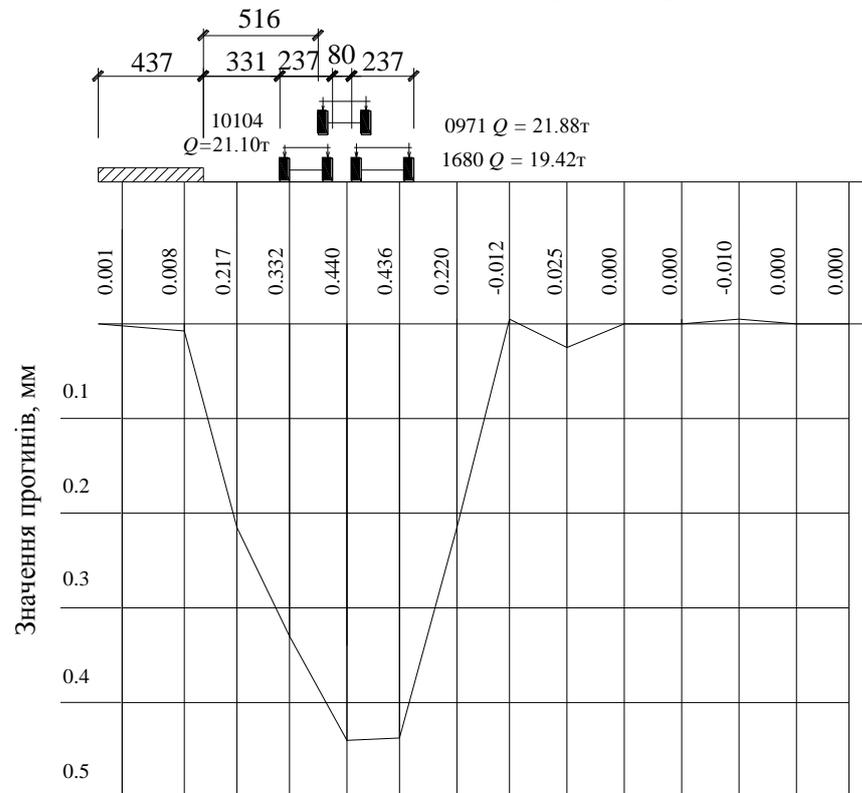


Рис. 3.44. Прогібы балок пролета № 4 по схеме 2

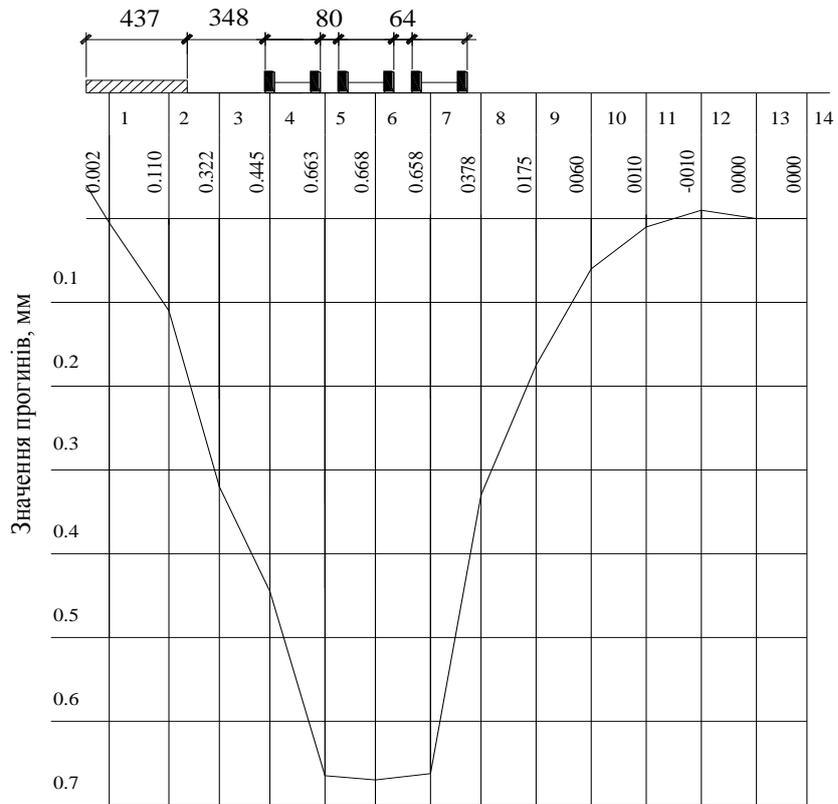


Рис. 3.45. Прогини балок пролета № 4 при загрузении по схеме 3

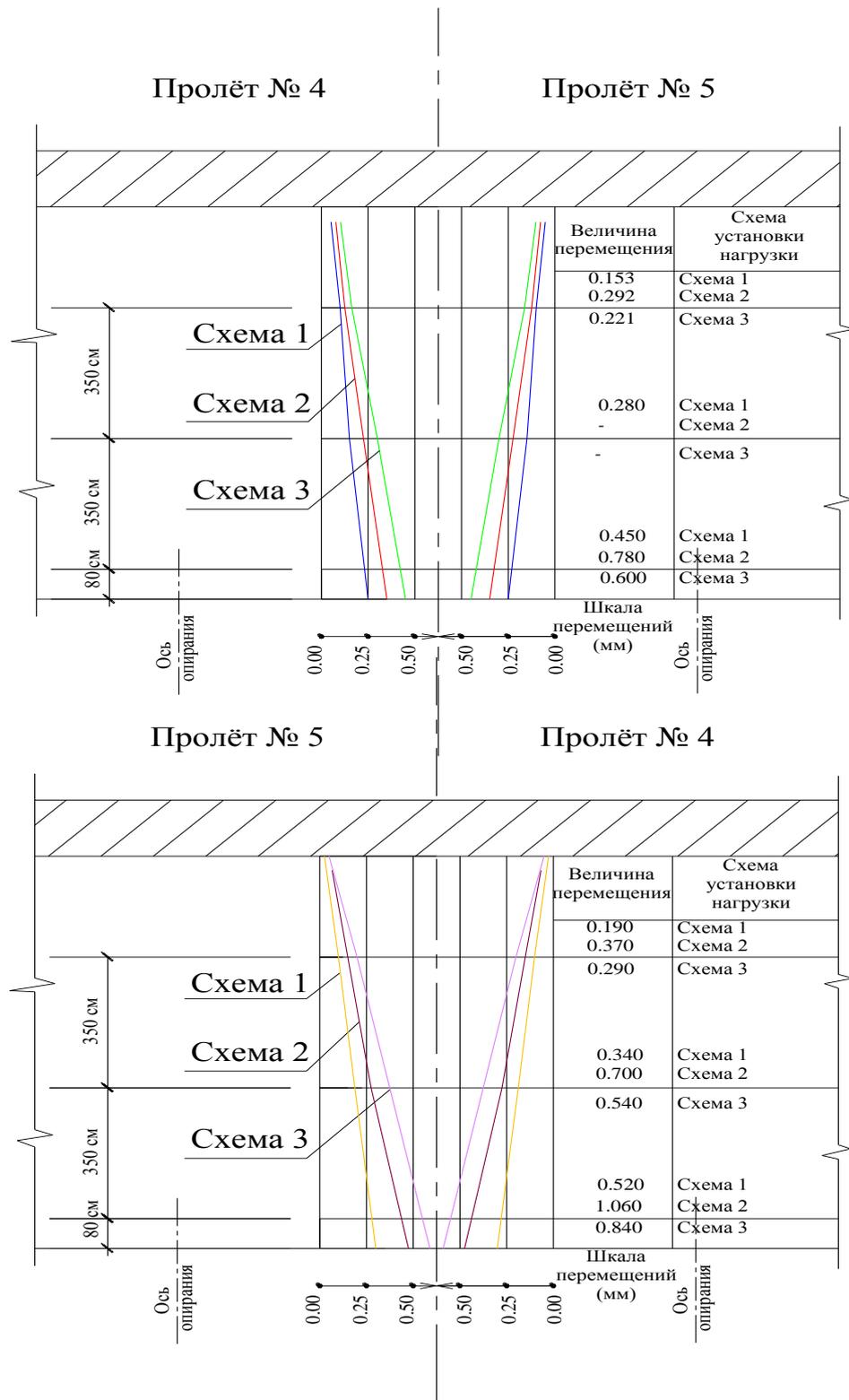


Рис. 3.46. Повороты торцов балок при разных схемах загрузки

3.12. Создание адекватной конечно-элементной модели для расчетов железобетонных пролетных строений с использованием ПК «ЛИРА»

Проблемой построения адекватной модели конструкций занимались такие ученые как Д.В. Вайнберг, П.М. Варвак, А.С. Городецкий, Деклу, Р. Клаф, В.А. Постнов, М.И. Рейтман, Л.А. Розин, С.П. Тимошенко, В.С. Шмуклер и другие [37, 131, 138]. Выбор модели для расчета конструкций определяется многими факторами, среди которых наиболее весомый – это точное совпадение теоретических результатов расчета с данными испытаний, а также минимизация временных затрат на создание расчетной модели.

В настоящее время на территории Украины, в соответствии со статистическими данными, эксплуатируется порядка 43% ребристых пролетных строений, выполненных как из сборного, так и монолитного железобетона, с использованием предварительно напряженной и ненапрягаемой арматур. Наиболее распространены (65%) являются пролетные строения из сборных предварительно напряженных железобетонных балок, возведенных по типовым проектам. Упомянутые балки объединяются между собой как по плите проезжей части, так и по диафрагмам. Около 62% мостов с ребристыми пролетными строениями имеют длину пролетов от 21 до 33м. Вышесказанное обусловило выбор в качестве примеров расчеты сборных ребристых железобетонных пролетных строений с объединением как по плите, так и по диафрагмам, испытания которых были проведены лабораторией кафедры мостов конструкций и строительной механики.

При проектировании ребристых пролетных строений используются различные расчетные модели, которые в большей или меньшей степени учитывают пространственный характер работы плит и балок пролетных строений. Вопрос о выборе модели является краеугольным и обуславливается наилучшим совпадением теоретических результатов с данными испытаний мостов, а также минимизацией временного ресурса, необходимого для проектирования. Существующие методы, как правило, делятся на две группы: методы, в которых конструкция мысленно расчленяется на независимые элементы, и методы, в которых пролетное строение рассматривается как единая конструкция, состоящая из плит и системы балок,

совместно воспринимающих нагрузки при любом положении их на пролетном строении [113]. Первая группа отличается простотой и наглядностью, однако результаты здесь оказываются не вполне точными, но обычно идущими в запас прочности пролетного строения. Вторая группа методов более полно учитывает взаимосвязь между отдельными элементами пролетного строения и дает результаты, более репрезентативно сходящиеся с экспериментальными данными, полученными при испытаниях. Однако, они более трудоемки, в связи с чем для их реализации необходимо соответствующее программное обеспечение. Анализ тенденций, имеющих место при моделировании напряженно-деформированного состояния пролетных строений мостов, позволяет выбрать ПК «Ли́ра», основанный на методе конечных элементов, представленном в виде метода перемещений. Для того, чтобы сделать вывод о возможности использования конечно-элементной модели (КЭМ), которая предлагается для расчетов пролетных строений, необходимо подтверждение ее адекватности путем сравнения полученных результатов расчета модели с результатами, которые получены по другим методами [68, 113].

Кафедрой мостов, конструкций и строительной механики ХНАДУ регулярно проводятся работы по обследованиям, испытаниям и проверочным расчетам существующих и проектируемых мостовых сооружений. Для анализа результатов расчетов и испытаний были выбраны два моста с ребристыми сборными пролетными строениями в г. Сумах (объединение балок по диафрагмам) и в Луганской области (объединение по плите проезжей части)[16-17].

Пролетное строение путепровода в Луганской области выполнено по типовому проекту 3.503-14. Длина пролетного строения – 21 м, габарит – Г-11,5; в поперечном сечении установлено 6 балок с шагом 2,4 м. Объединение балок между собой осуществлено по плите проезжей части. В качестве испытательной нагрузки использовались автомобили КрАЗ-256 Б1 с прицепом ПСБ-10 общей массой 40т (рис. 3.48). Загружение проводилось по трем схемам, учитывающим последовательную установку первой, второй и третьей колонн автомобилей.

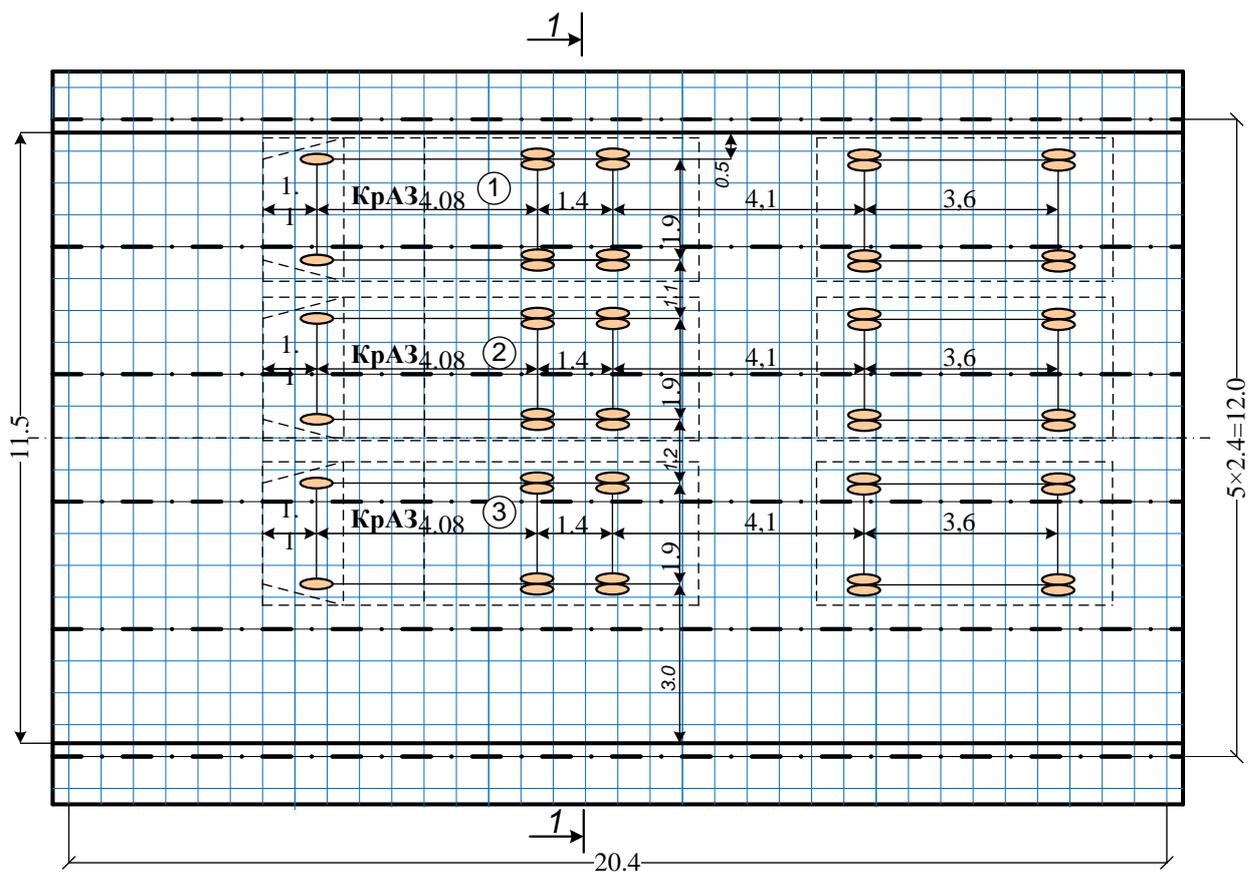


Рис. 3.48. Схема нагружения пролетного строения путепровода

Конечно-элементная модель создана из КЭ-41 плиты, которые моделируют плиту пролетного строения и КЭ-10 – стержней, моделирующих балки двутаврового сечения (рис. 3.49). Геометрические размеры поперечного сечения заданы исходя из реальных размеров конструкции: общая высота двутавра – 120 см, ширина верхней полки – 240 см, толщина плиты – 15 см, толщина ребра – 16 см, высота нижней полки - 30 см, ширина полки – 60 см. При расчетах рассматривались два варианта: работа пролетного строения без учета слоев ездового полотна и с включением в работу выравнивающего слоя из бетона толщиной 3 см.

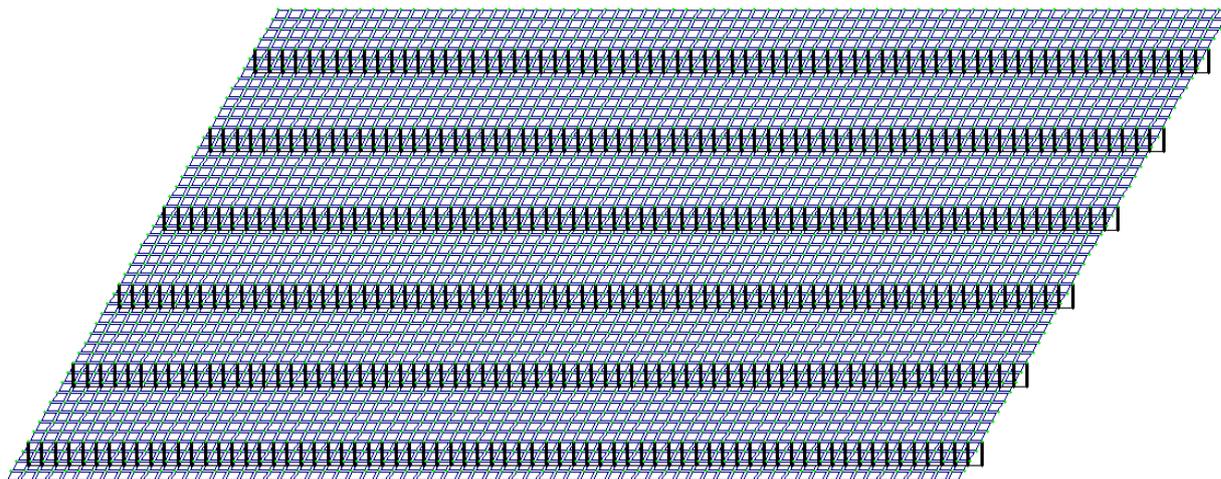


Рис. 3.49. Конечно-элементная модель пролетного строения путепровода

Результаты расчета пролетного строения с применением конечно-элементной модели, созданной в ПК «Ли́ра», а также полученные методом упругих опор и во время натурных испытаний путепровода, приведены в табл. 3.21. Для наглядности полученных результатов были построены кривые прогибов в середине пролета для третьей схемы загрузки (рис.3.50). Сопоставление теоретических результатов с результатами эксперимента свидетельствует об адекватности данных, полученных на основе пространственной модели конструкции, учитывающей также совместную работу плиты и выравнивающего слоя.

Таблица 3.21

Прогибы главных балок путепровода в Луганской обл.

№ балки	Прогибы (схема 1; схема 2; схема 3)			
	эксперимент. прогибы, мм	теорет. прогибы, мм	прогибы КЭМ (плита 15 см), мм	прогибы КЭМ (плита 18 см), мм
1	-4,11; -5,09; -5,19	-5,65; -6,36; -6,04	-5,26; -5,9; -5,7	-5,08; -5,99; -5,9
2	-3,53; -6,37; -7,33	-4,66; -8,51; -9,22	-4,99; -8,2; -8,78	-4,5; -7,57; -8,35
3	-1,74; -6,06; -8,52	-2,56; -7,14; -9,97	-2,23; -7,2; -9,75	-2,26; -6,6; -9,15
4	-0,62; -3,76; -7,87	-0,52; -3,66; -8,28	-0,44; -3,6; -8,5	-0,62; -3,6; -7,94
5	-0,07; -1,33; -4,47	0,33; -0,65; -4,77	0,06; -0,82; -4,7	0,00; -1,08; -4,63
6	0,01; -0,01; -1,02	0,07; 0,42; -0,63	0,10; 0,24; -0,84	0,15; 0,19; -1,14

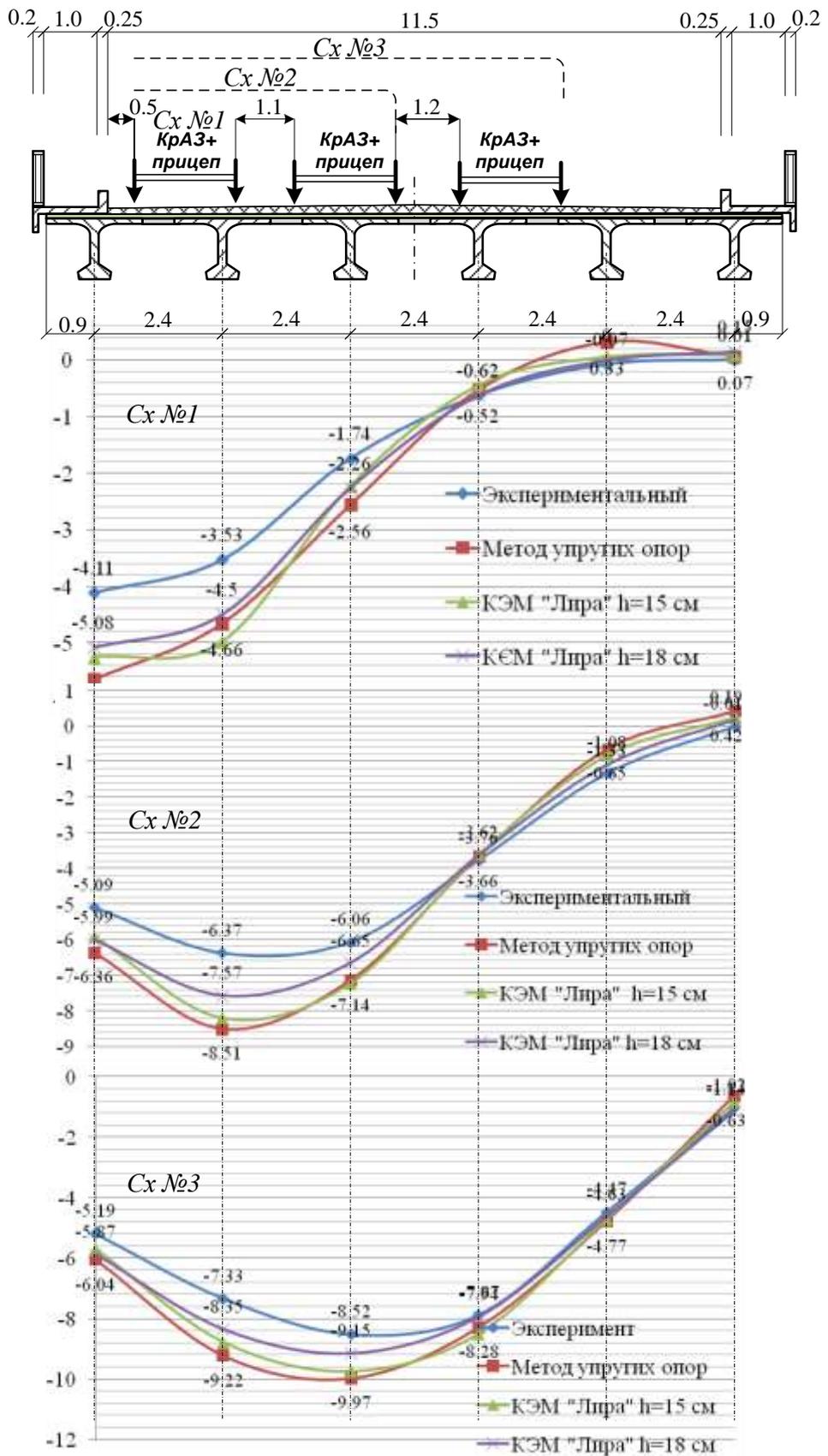


Рис. 3. 50. Линии прогибов в середине пролета (экспериментальные и теоретические) от трех схем загрузки

Анализ работы пролетного строения, объединение главных балок которого выполнено по диафрагмам, проведен на примере путепровода в г. Сумах. Пролетное строение состоит из девяти балок длиной 22,16 м (расчетный пролет – 21,5 м), выполненных по типовому проекту 122-63. Шаг балок в поперечном направлении – 1,66 м, шаг диафрагм – 4,3 м. Габарит – 11,05 м, тротуары – 2×1,90 м.

В качестве испытательной нагрузки использовались четыре автомобиля КраЗ и два автомобиля КамАЗ, массой от 19 до 23т, которые устанавливались по трем схемам поэтапного загрузки конструкции (рис. 3.51). Вертикальные перемещения замерялись прогибомерами Максимова марки ПМ (9 прогибомеров поставлено в середине пролета и по 4 на опорах).

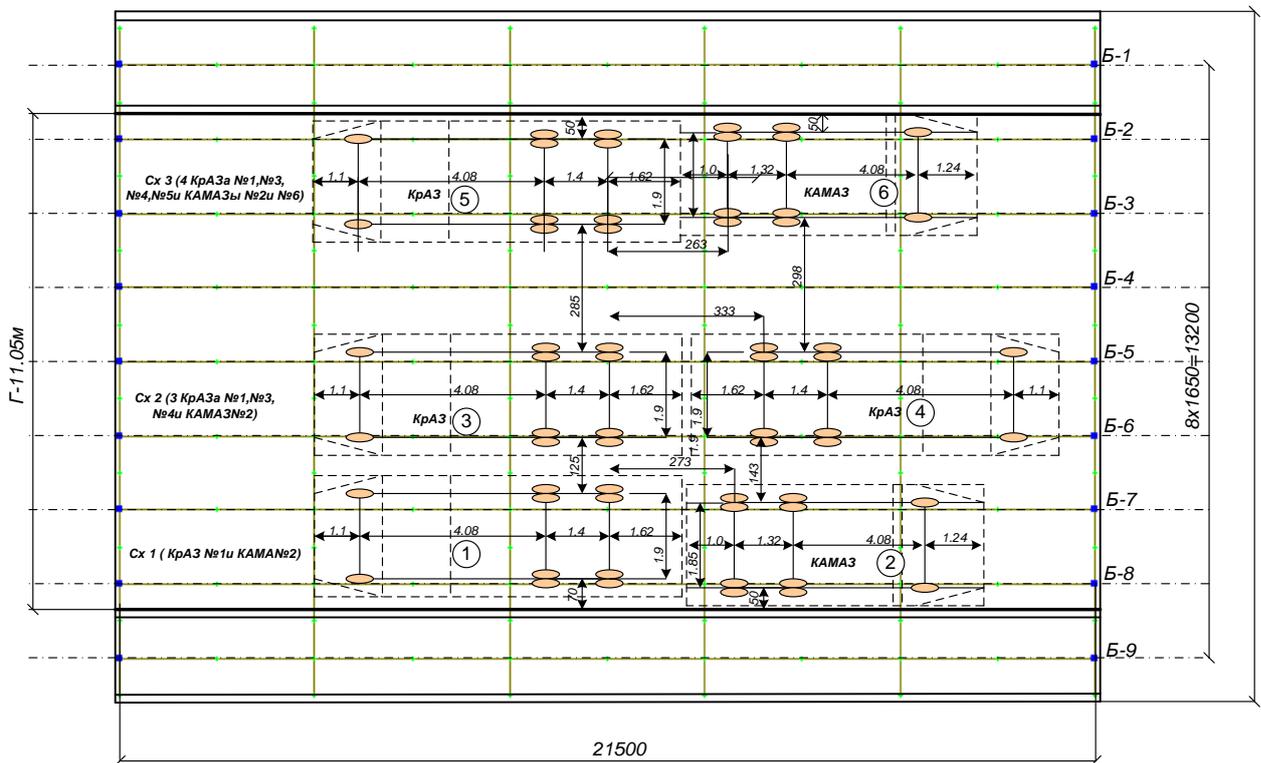


Рис. 3.51. Схема расстановки нагрузки на пролетном строении путепровода

Конечно-элементная модель создана из КЭ-41 плиты, которые моделируют плиту пролетного строения, и КЭ-10 – стержней, моделирующих главные балки и диафрагмы. Объединение балок между собой выполнено стержнями, которые моделируют закладные

детали диафрагм. Конечно-элементная модель приведена на рис. 3.52.

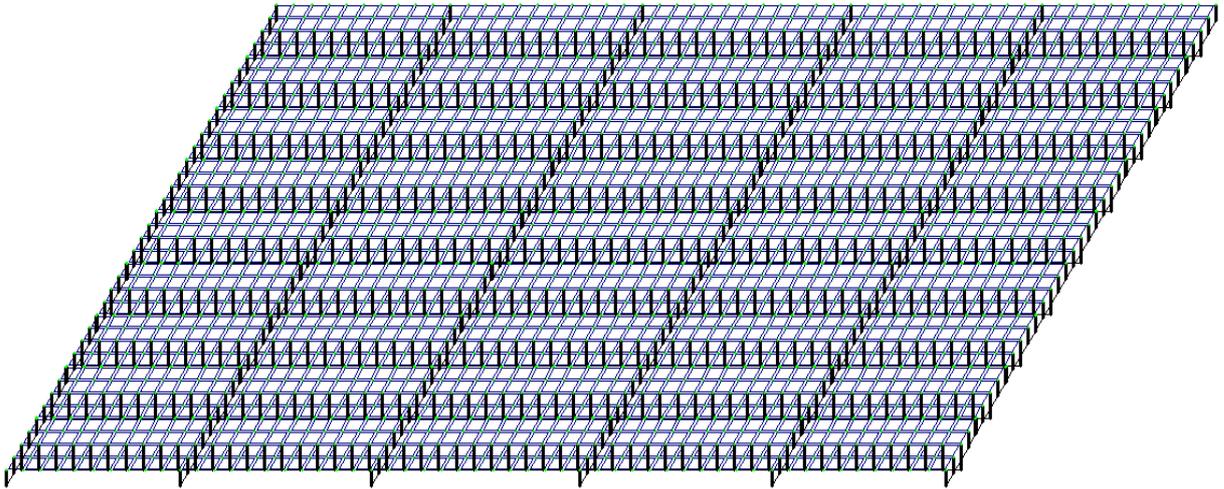


Рис. 3.52. Конечно-элементная модель

Поперечное и приведенное сечения балки показаны на рис. 3.53. Для учета арматуры в бетоне, при моделировании пролетного строения, вводим приведенную изгибную жесткость. Момент инерции приведенного сечения балки без учета арматуры составляет $I_{red} = 5591333 \text{ см}^4$, момент инерции приведенного сечения балки с учетом арматуры - $I_{red,s} = 8116393,9 \text{ см}^4$.

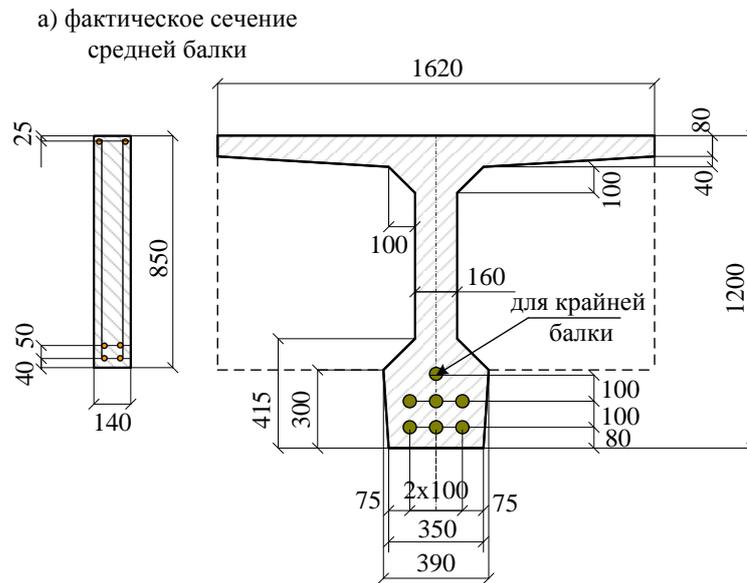
Коэффициент перевода изгибной жесткости

$$n = \frac{I_{red,s}}{I_{red}} = \frac{8116393,9}{5591333} = 1,45;$$

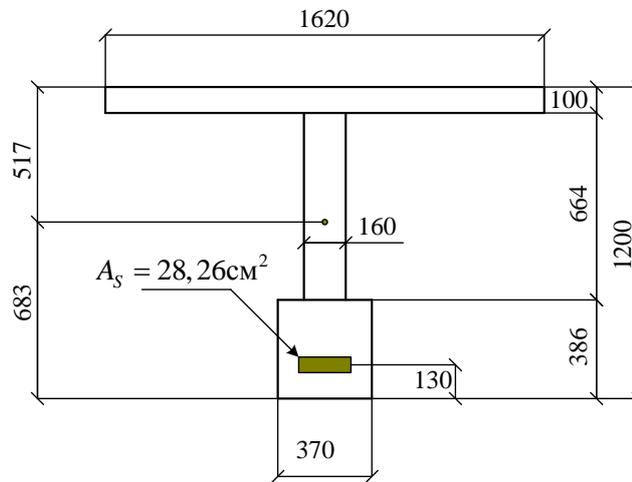
$$E_0 \cdot J_{red,s} = E_0 \cdot J_{red} \cdot 1,45 \text{ кНм}^2$$

При вводе данных можно вводить
 $E_{red} = E_0 \cdot n = 360000 \cdot 1,45 = 5,23 \cdot 10^5 \text{ кН/м}^2$

Для более репрезентативного сравнения результатов расчета КЭМ и натуральных испытаний, расчет пролетных строений также выполнен методами Н.П. Лукина и В.П. Кожушко [50]. Все полученные результаты сведены в табл. 3.22. По данным обработки замеров построены линии прогибов главных балок пролетного строения в середине пролета для всех трех схем загрузки (рис. 3.54).



б) сечение, принятое для конечно-элементной модели



в) сечение принятое для конечно-элементной модели

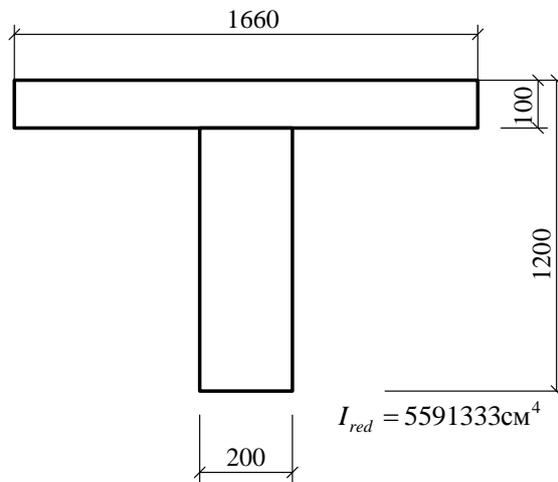


Рис. 3.53. Поперечное и приведенное сечения балок пролетного строения по ТП 122-63 длиной 22,16 м

Характер экспериментальных и теоретических прогибов, определенных по методам Н.П. Лукина, В.П. Кожушко и расчета конечно-элементной модели идентичны, что свидетельствует о корректности используемой модели.

Использование предложенных моделей позволяет выполнять расчеты пролетных строений с учетом их реального состояния, т.е. учитывать изменение геометрических характеристик сечений, свойств материалов, расчетной схемы и современных подвижных нагрузок.

Разработанные и протестированные модели используются при расчетах мостовых сооружений, обследованных кафедрой мостов, для определения их истинной несущей способности. К примеру, предложенная модель была использована для расчета косоугольного строения путепровода, выполненного из сборных типовых бездиафрагменных элементов. Косина путепровода выполнена за счет продольного смещения на 4 м трех балок одной полосы движения относительно трех других (рис. 3.55). Конечно-элементная модель представлена в виде продольных стержней таврового сечения (балок) и поперечных стержней прямоугольного сечения (плиты). Эпюры моментов в элементах пролетного строения представлены на рис. 3.55.

Таблица 3.22

Прогибы главных балок путепровода в г. Сумах

№ балки	Прогибы (схема 1; схема 2; схема 3)			
	прогибы КЭМ, мм	эксперимент. прогибы, мм	теор. прогибы (мет. Лукина), мм	теор. прогибы (мет. Кожушко), мм
1	0,24; 0,3; -3,96	0,5; -0,14; -3,62	0,32; 0,025; -3,45	0,57; 0,6; -2,7
2	0,17; -0,88; -5,12	0,233; -1,24; -4,88	-0,0315; -0,98; -4,1	0,096; -0,72; -3,81
3	-0,38; -2,18; -5,96	-0,18; -3,24; -5,47	-0,385; -1,7; -4,4	-0,29; -1,75; -4,37
4	-0,97; -3,66; -6,5	-0,904; -3,24; -5,97	-1,046; -2,5; -4,98	-0,86; -2,89; -4,94
5	-1,77; -5,1; -6,94	-1,44; -4,5; -6,33	-1,6; -3,8; -5,33	-1,41; -3,76; -5,18
6	-2,74; -6,02; -7,04	-2,25; -5,3; -6,34	-2; -4,25; -5,34	-2,01; -4,31; -5,15
7	-3,59; -6,16; -6,58	-3,37; -5,37; -6,1	-2,6; -4,6; -5,1	-2,59; -4,53; -4,84
8	-4; -5,64; -5,62	-3,75; -4,83; -4,83	-2,9; -4,56; -4,56	-3,03; -4,4; -4,24
9	-3,97; -4,66; -4,31	-3,7; -4,15; -4	-3,32; -4,32; -3,99	-3,21; -3,97; -3,39

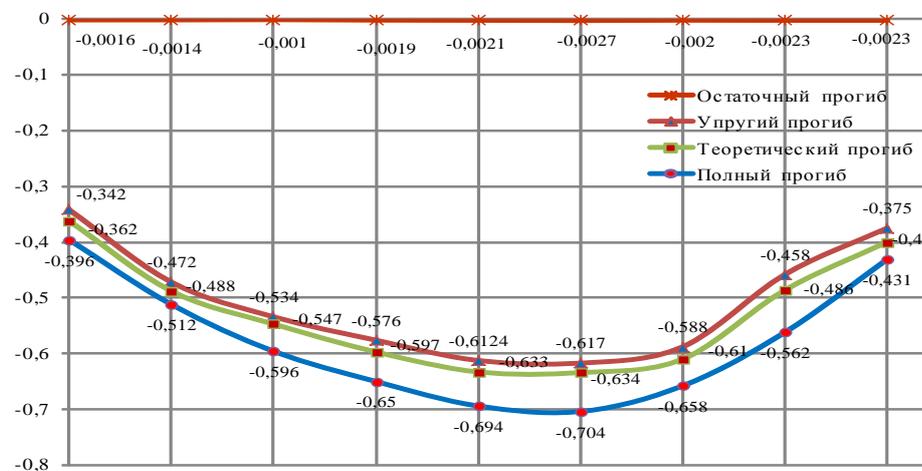
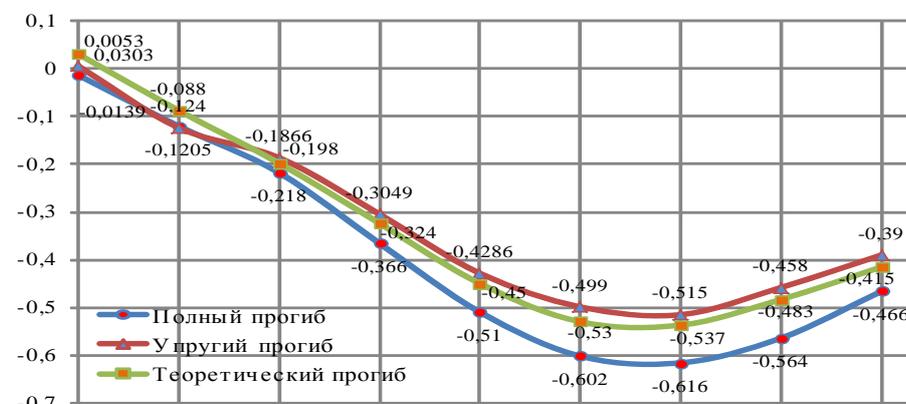
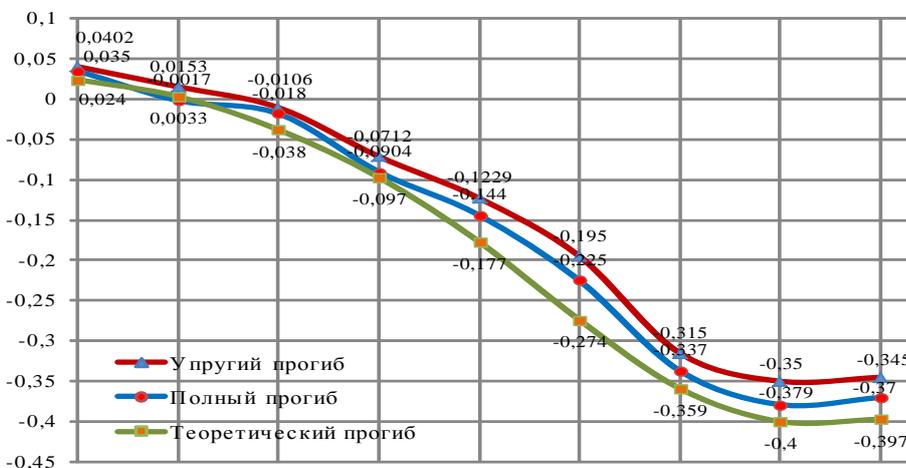
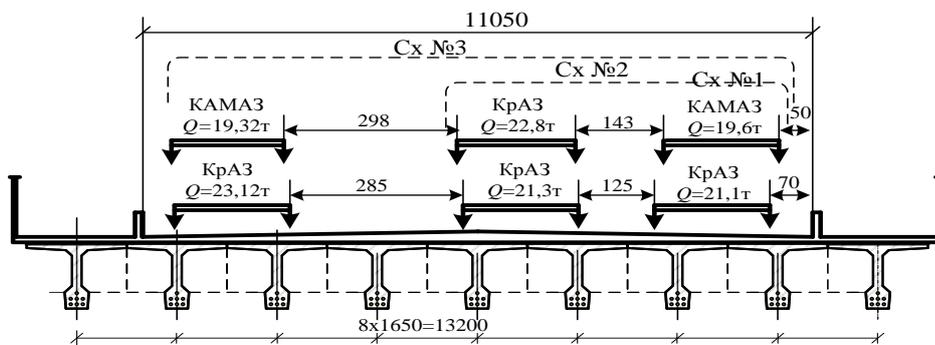


Рис. 3.54. Линии прогибов главных балок в середине пролета (экспериментальные и теоретические) от трех схем загрузки

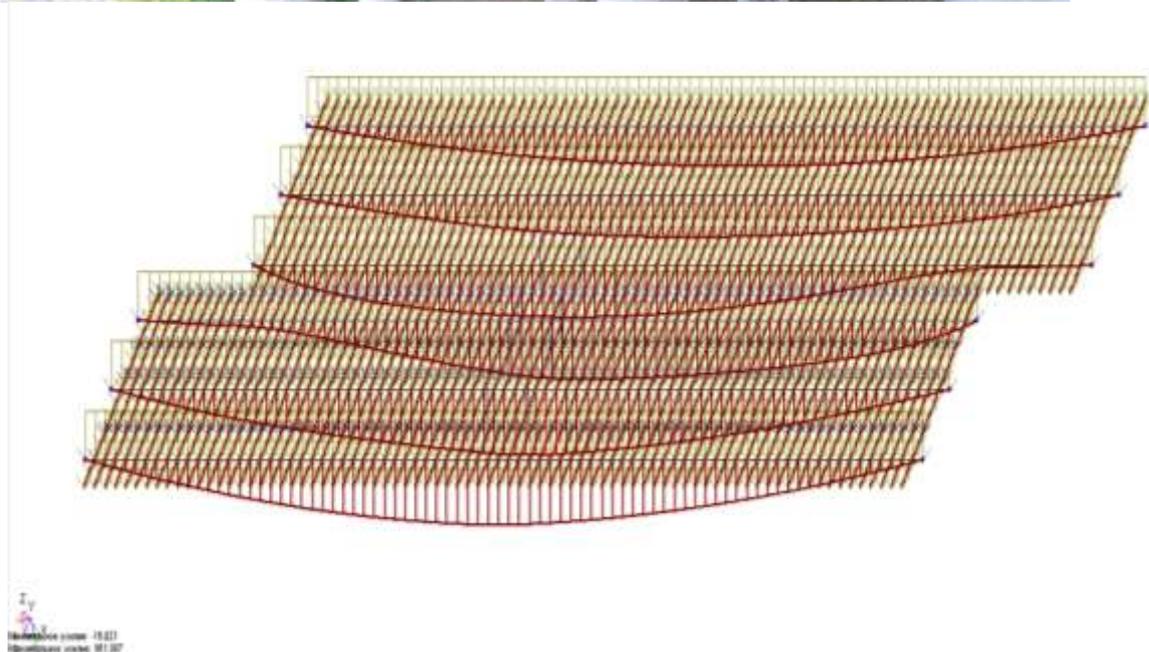


Рис. 3.55. Общий вид косоугольного пролетного строения и конечно-элементная модель с эпюрами изгибающих моментов

Расчет разнообразных пролетных строений при помощи ПК «Лира» позволяет получить более полную информацию об усилиях и деформациях в элементах, при меньших временных затратах.

ГЛАВА 4. ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЯХ

4.1. Существующие методы учета температуры при проектировании мостовых сооружений

При изучении напряженно-деформированного состояния элементов мостов, работающих в условиях одновременного воздействия комплекса нагрузок, представляет интерес вопрос определения величины температурных деформаций как в плитах пролетных строений так и в слоях дорожной одежды. При решении задач по определению температурных градиентов и соответствующих деформаций в таких конструкциях с использованием современного программного обеспечения, основанного на методе конечных элементов, необходимо задать начальные условия в определении температуры по объему конструкции.

Современные нормы проектирования требуют при оценке напряженно-деформированного состояния элементов мостов использовать расчетные схемы и предпосылки расчетов, отображающих реальные условия работы конструкций при эксплуатации. Мосты и путепроводы неизбежно во время эксплуатации подвергаются переменным температурным воздействиям, что подтверждается исследованиями кафедры мостов ХНАДУ [3, 12]. Нормы регламентируют учет нормативного температурного воздействия при расчетах перемещений в мостовых сооружениях всех систем, и температурные климатические воздействия введены в сочетания нагрузок. Температуру элементов сложны поперечного сечения рекомендуется определять как средневзвешенную для отдельных элементов (стенок, полок). Средняя по сечению нормативная температура элементов или их частей должна определяться в зависимости от температуры окружающей среды [122, 124, 126]. При этом в отечественных нормах отсутствуют четкие рекомендации относительно определения «температур окружающей среды». Также отсутствуют данные температурного мониторинга для разных по материалу и очертанию мостовых конструкций, работающих в различных климатических условиях на территории Украины [126]. Без таких данных оценка напряженно-деформированного состояния мостовых кон-

струкций от температурных воздействий не может быть достоверной и, в связи с этим, проектировщиками не выполняется. Для выполнения расчетов необходимо иметь начальные условия в виде распределения температуры по объему рассчитываемой конструкции [12]. Следует отметить, что в мире подобные исследования конструкций (температурный мониторинг), в том числе и мостов, проводятся уже на протяжении 30 лет, и результаты исследований позволили создать раздел «Температурные воздействия» EN 1991-1-5-2009(02250) норм Еврокод 1. Украина не входит в число 30 стран, поддерживающих эти европейские нормы, хотя отечественные нормативы, касающиеся оценки температурных воздействий на конструкции уступают по полноте Еврокодам.

В настоящее время уже имеется программное обеспечение, позволяющее решать такие задачи (например «ANSIS», «FEMLAB») методом конечных элементов, а также алгоритмы расчета тепловых потоков, поступающих к сооружениям и отходящих от них [3, 152].

По нормам [126] при расчете перемещений в мостах всех систем необходимо учитывать нормативное температурное климатическое влияние. Определение расчетных температур базируется на нормативной температуре окружающей среды (температура воздуха в теплое $t_{п,т}$ и холодное $t_{п,х}$ время года). Температура элементов со сложным поперечным сечением рекомендовано определять как средневзвешенную температуру отдельных элементов (стенок, полок и др.). Для сталежелезобетонных пролётных строений норм обязывают учитывать влияние неравномерного распределения температуры по сечениям элементов, которые вызывают изменение температуры воздуха, в особенности, солнечной радиации. По нормам AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) ограничиваются предельные значения расчетных температур для металлических, бетонных и деревянных элементов мостов для условий умеренно холодного климата. При проектировании сооружений по этим нормам температуру принимают с учетом позитивных и негативных градиентов, которые регламентируются. Например, при проектировании известного *San Francisco-Oakland Bay Bridge* моста [152] принимались такие температурные эффекты:

27°C – средняя температура;

17°C – подъем или снижение температуры для бетона;

22°C – подъем или снижение температуры для стали;

температурные градиенты для бетона двух видов (позитивный $T_1 = 30,0^\circ\text{C}$ и $T_2 = 7,8^\circ\text{C}$ и негативный $T_1 = -15,0^\circ\text{C}$ и $T_2 = -3,9^\circ\text{C}$ по графику норм AASHTO);

разница температур в 11°C между верхней и нижней поверхности балок стали.

Поскольку параметры, которые определяют температурные нагрузки, имеют нестабильный характер, практическая реализация конкретных расчетных задач по определению экстремальных температурных изгибов, удлинений и собственных напряжений увязывается с вопросами регистрации фактических температурных распределений, которые приближены к эксплуатационным. Имеются данные, что отрицательные температурные градиенты могут привести к появлению больших по значению напряжений в отличие от их позитивных градиентов [153]. Анализ расчетов напряжений в бетонных балках коробчатого и таврового сечений с асфальтобетонным покрытием и в элементах бетонных опор показал, что подъем температуры окружающей среды днем увеличивает температуру нижней поверхности пролетного строения; при этом напряжения растяжения уменьшаются. Дальше во время остывания нижней поверхности (вследствие падения внешней температуры) напряжения в нижней поверхности увеличиваются, несмотря на то, что верхние поверхности имеют более низкую температуру, чем в полдень [19].

Исследования климатических температурных влияний на пролетное строение мостов с целью выявления наибольшего значимых, что могут привести к появлению температурных напряжений (деформаций), выполняются в некоторых странах мира и имеют длительный характер. На протяжении 5 лет в США выполнялись исследования [153] «эффективной температуры» моста, которая влияет на продольные перемещения настила при помощи приборов для непрерывной суточной регистрации температурного режима в разные периоды года. Установлено, что изменения «эффективных температур» мостов отвечают изменениям среднемесячной температуры воздуха, а также что температурные реакции конструкций моста не являются линейными, а имеют даже не обычный, а сложный характер. Поэтому проектные решения, которые применяют допущения линейного поведения конструкций, могут привести к ошибкам.

Следует отметить, что в зарубежных странах обеспечение мостов стационарными тепловыми контрольно-измерительными приборами началось приблизительно с 1965г. [154]. В 1980г. Европейским комитетом по бетону была образована специальная группа по исследованию температурных эффектов – «Thermal Effects». Было установлено, что изменения «эффективных температур» мостов соответствует изменениям среднемесячной температуры воздуха, и что температурные реакции конструкции моста не являются линейными, поэтому расчеты элементов мостов требуют уточнения.

Данные некоторых наблюдений за измерениям температур в мостовых балках [19, 154] показали расхождение реально замеренных температур (значение от -38°C до 40°C) от нормативных расчетных по AASHTO (от -18°C до 27°C).

Наблюдения за температурными градиентами в пролетном строении моста и за деформациями в сечении конструкции показали четкую корреляционную зависимость деформаций от изменений температур [19].

В последние годы в разных странах продолжают выполнять исследования климатических факторов, которые влияют на напряжения в мостовых сооружениях, производят многолетние экспериментальные исследования температурных градиентов и тепловых нагрузок на мосты [152]. Продолжаются наблюдения за температурными градиентами в пролетных строениях мостов и деформации от изменений температуры [154]. Данные некоторых наблюдений температурных изменений в мостовых балках показал расхождение реально определенных температур (значений от -38°C до 27°C) [151], как это было отмечено выше.

Современные программные комплексы, одним из которых есть ANSYS, позволяют получать значения перемещений и напряжений в конструкциях пролетных строений мостов, которые возникают вследствие температурных градиентов [150]. При этом решается задача термоупругости, которая складывается из двух этапов:

1. Решение нестационарной задачи теплопроводимости для модели конструкций принимают первичные условия и граничные условия III рода (в виде температуры окружающей среды, которая конвективно передается на граничные поверхности с принятым коэффициентом теплоотдачи). Результатом расчета может быть функ-

ция распределения температуры $T = T(x, y, t)$, которая зависит от координат и времени.

2. Решение статической задачи теории упругости для принятых критических распределений температур и принятых для данной конструкции механических ограничений. В качестве граничных условий используются поля температур по результатам 1 – го этапа.

Расчет модели пролетного строения моста с дорожной одеждой в двумерной постановке разрешил получить поля температур (рис. 4.1), перемещений (рис. 4.2) и напряжений в определенные моменты времени. В расчетах использованы конечные элементы двух типов: PLANE77 – элемент температурного анализа (2-го порядка) та PLANE82 – элемент структурного анализа (2-го порядка).

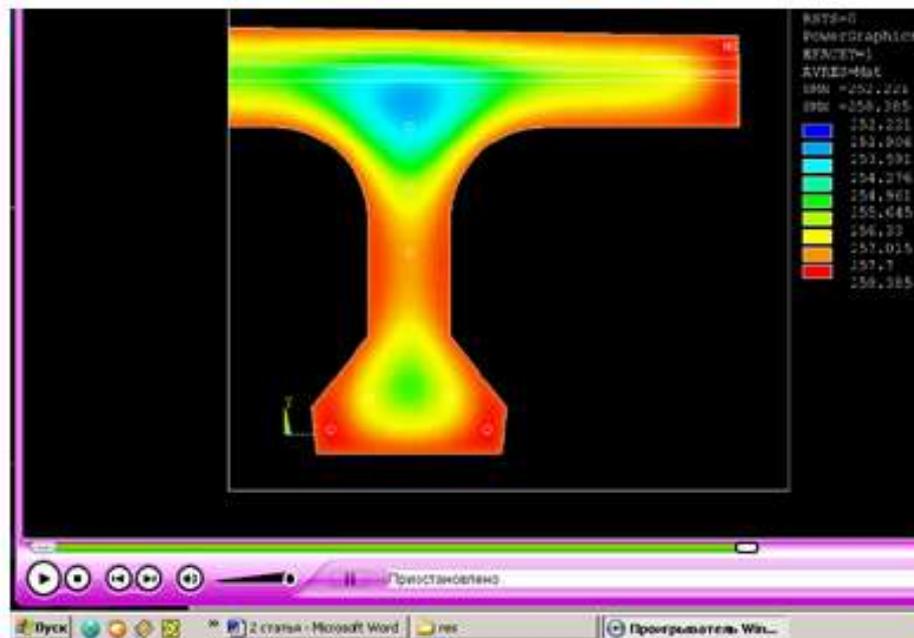


Рис. 4.1. Изображение температурного поля в режиме анимации

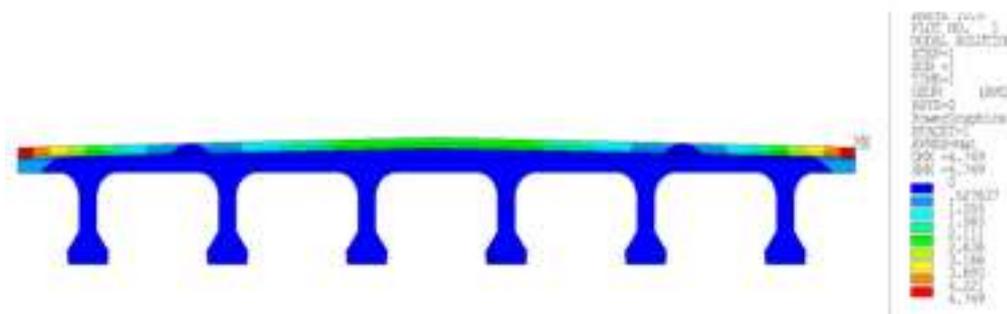


Рис. 4.2. Пример картины перемещений

Проведенные расчеты показали, что для их выполнения используют теплофизические прочностные характеристики материала

лов, которые, в свою очередь, могут зависеть от температуры. При заданных граничных условиях большое значение имеет достоверное определение расчетных температур, которые могут быть получены только лишь на основании долговременных экспериментальных исследований теплового режима мостовых сооружений при помощи специального оборудования. Более точная картина поведения элементов пролетных строений моста под действием температурных влияний может быть получена при проведении трехмерного расчета.

Анализ результатов подобных расчетов позволит совершенствовать методику определения напряженного состояния элементов пролетных строений из слоя покрытия под совместным воздействием тепловых и подвижных нагрузок. Это дает возможность применять материалы для конструктивных решений, которые отвечают реальным условиям их дальнейшей работы.

4.2. Изучение распределения температурных напряжений в мостовых конструкциях

При изучении напряженно-деформированного состояния элементов мостов, работающих в условиях одновременного воздействия комплекса нагрузок, представляет интерес определение величины температурных деформаций в элементах пролетных строений. Мосты и путепроводы во время эксплуатации подвергаются переменным климатическим воздействиям, а во время устройства покрытий из горячих асфальтобетонных смесей - значительным тепловым нагрузкам.

Нормы [122] регламентируют учет нормативного температурного воздействия при расчетах перемещений в мостах всех систем, температурные климатические воздействия введены в сочетания нагрузок. Нормы предусматривают применение таких расчетных схем и предпосылок расчетов, которые должны отображать реальные условия работы конструкций при строительстве и эксплуатации.

Однако, отсутствуют данные температурного мониторинга разных по материалу и очертанию мостовых конструкций, работающих в различных климатических условиях на территории Украины. Все это, а также дефицит лицензионного программного обеспе-

чения у проектировщиков, сдерживает решение задач по определению температурной составляющей напряженно-деформированного состояния мостовых конструкций.

В зарубежных странах оснащение мостов контрольно-измерительными тепловыми приборами (температурный мониторинг) началось примерно с 1965г. [153]. Проектирование сооружений с учетом линейной зависимости температурных реакций приводит к ошибкам в расчетах. В зарубежных нормах рассматриваются суточные и сезонные колебания температуры, учитывается нелинейный характер распределения температуры по глубине конструкции и вторичные температурные деформации вдоль пролета балок разрезной и неразрезной систем.

На кафедре мостов, конструкций и строительной механики ХНАДУ исследованы напряжения, возникающие от неравномерного по сечению распределения температуры в статически определимых балочных сталежелезобетонных пролетных строениях и сформулирована методика определения исходных данных для расчета деформаций и дополнительных усилий в мостовых конструкциях от неравномерного распределения температуры в их элементах [6, 10].

Изучение распределения температурных напряжений проводилось с помощью специальных приборов, и в первую очередь, тепловизора.

Возможности тепловизора позволяют получать картины температур поверхностей, отдельных дефектных зон в дневные, а также в ночные часы (рис.4.3) При наличии дефектов в конструкции, вследствие разницы температур смежных зон, определяется характерная картина теплового поля (рис.4.4).

На рис.4.5 показаны изменения температуры по вертикальному и горизонтальному направлениям для выбранной точки снимка. Видна разница температур смежных зон – от 9°C до 13°C. Неравномерность распределения температур отчетливо видна на фрагменте вертикального распределения.

Стоимость приборов инфракрасной термографии высокая, например, тепловизор FLUKE Ti20 стоит около 46 000 гривен.

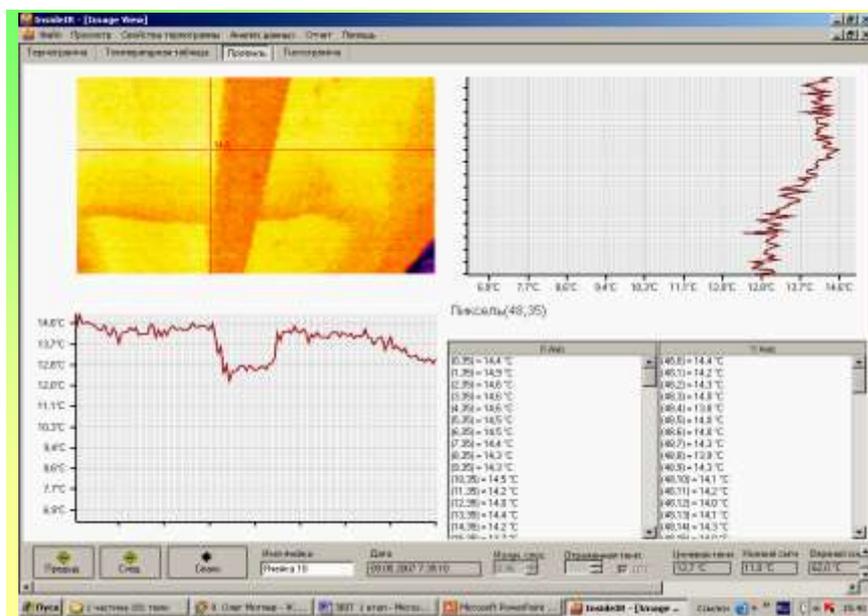


Рис. 4.3. Исследования температурного распределения прибором FLUKE Ti20 (низ ребристой балки диафрагменного пролетного строения путепровода через Московский проспект в г. Харькове)

Поэтому в ХНАДУ выполняются замеры фактических температур мостовых конструкций более доступным прибором FLUKE 68 и один из результатов показан на рис.4.4, 4.5.

Результаты измерений показывают, что наблюдается существенная разница температур по объему конструкций [6, 10,19].

При решении задачи оценки напряженно-деформированного состояния фасадных балок конкретного сооружения, подвергаемых действию солнечной радиации, выполняем ряд этапов (рис.4.6).

К конечно-элементной модели пролетного строения добавляются граничные условия в виде тепловых потоков, определяемых в зависимости от географического положения сооружения, его размещения на местности, периода года и времени суток [151].

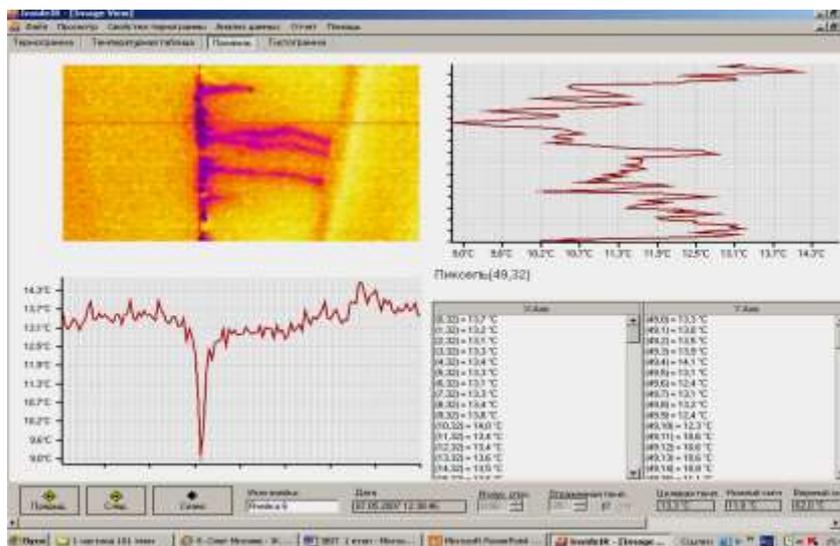


Рис. 4.4. Исследование температурного распределения прибором FLUKE Ti20 (нижняя поверхность плиты диафрагменного пролетного строения путепровода через Московский проспект в г. Харькове)

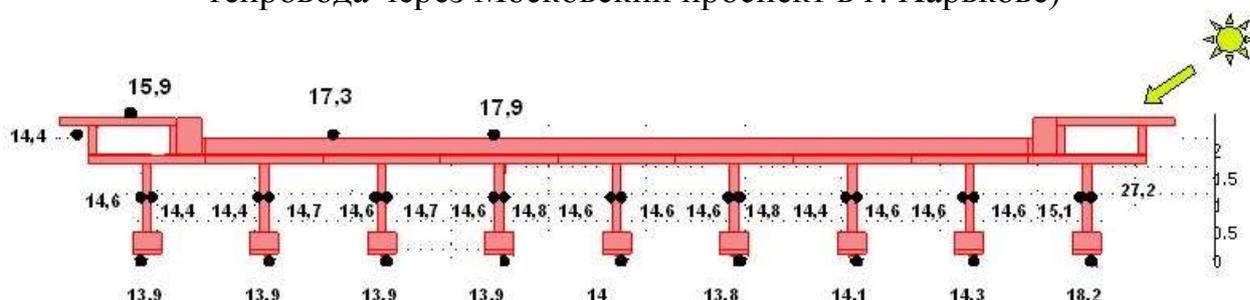


Рис. 4.5. Измерения 28.04.2007г., 8-30 утра, температура воздуха $14,6^{\circ}\text{C}$

Рекомендуется при расчетах мостовых конструкций на климатические воздействия рассматривать такие случаи:

- быстрое снижение температуры окружающей среды до абсолютной минимальной температуры района строительства, принимаемой по данным СНиП 2.01.01 для максимальных суточных амплитуд температуры наружного воздуха, при ясном небе в ночной период (до восхода солнца);

- одностороннее нагревание конструкции в зависимости от её ориентации по сторонам света. В рекомендациях [12] приведен порядок расчета тепловых потоков для указанных случаев.

Пример результатов расчета напряженно-деформированного состояния фасадной балки пролетного строения от разницы температур вследствие одностороннего нагрева солнечным излучением приведен на рис. 4.4.

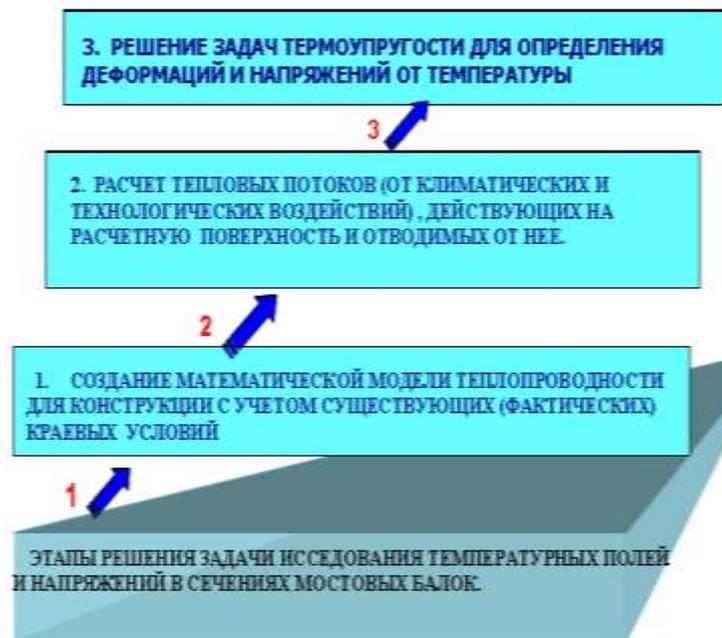


Рис.4.6 Этапы решения задачи исследования температурных полей и напряжений в сечениях мостовых балок

Порядок расчета тепловых потоков для всех указанных случаев приведен в «Рекомендациях по расчету температурных полей и напряжений в мостовых конструкциях с покрытием, которые недавно были разработаны ХНАДУ по заказу государственной службой автомобильных дорог Украины.

Начальное распределение температур по сечению для подобных расчетов рекомендуется принимать по данным замеров для существующих сооружений.

При отсутствии таких данных средняя по сечению нормативная температура и распределение температур принимаются:

по [1, п.4.108] для железобетонных и сталежелезобетонных конструкций;

по [1, п. 5.101] для сталежелезобетонных конструкций.

Расчеты напряженно-деформированного состояния пролетных строений с дорожной одеждой при быстром снижении отрицательной температуры окружающей среды до абсолютной минимальной температуры выполняют с применением соответствующих этим температурам прочностным характеристикам материала слоев. Общее напряженно-деформированное состояние следует оценивать при совместном воздействии такой температурной нагрузки и временной подвижной нагрузки.

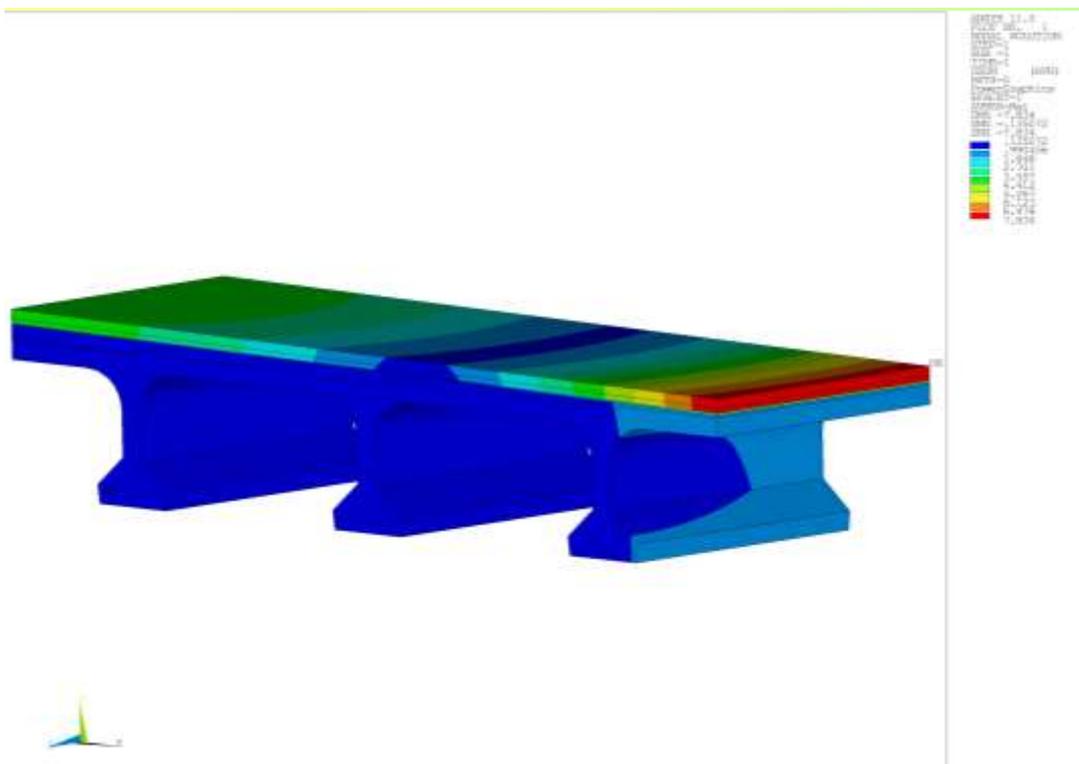


Рис.4.7. D-э визуализация решения по определению НДС от разницы температур на боковой поверхности мостовой конструкции

Расчеты температурных полей и напряжений, возникающих при одностороннем нагреве конструкции, выполняют:

для дня года, что примерно соответствует условиям наиболее жарких суток;

для весеннего периода при существенной разнице между ночной и дневной температурой воздуха.

При этом задаются тепловые потоки, поглощаемые боковой поверхностью, в зависимости от ее наклона, цвета и материала с учетом конструктивных особенностей, например, длины консолей.

В табл.4.1 приведены результаты расчета тепловых потоков на горизонтальную поверхность сооружения, которая расположена на 50° северной широты для 6 июня в разные времена суток.

При расчетах пространственных моделей с устройством горячих покрытий в летний период года следует учитывать дополнительные тепловые потоки, которые действуют на горизонтальную поверхность сооружения. Наиболее опасным расчетным случаем следует считать укладку горячей асфальтобетонной смеси на половине проезжей части на значительной длине, а также укладку толстых слоев горячей смеси [12, 13].

Плотность теплового потока на горизонтальную поверхность

Время суток, (час.)	Суммарная плотность теплового потока, Вт/м ²	
	бетонное покрытие	асфальто-бетонное покрытие
9	468,8	628,7
10	562,1	749,3
11	619,1	823,3
12	636,4	846,1
13	615,3	819,5
14	554,8	742,0
15	458,5	618,4
16	333,9	458,3
17	192,1	275,9
18	52,2	95,8

Таким образом, на этапе проектирования сооружения возможно прогнозировать напряженно-деформированное состояние ее элементов, в том числе многослойных, при расчетных температурах, действующие на этапах устройства и дальнейшей эксплуатации. Результаты расчетов напряженно - деформированного состояния элементов позволят принимать конструктивные решения и материалы согласно определенным критериям.

Особенно ценными являются долговременные экспериментальные исследования распределения температур в элементах мостовых сооружений при помощи специальных приборов. Такие данные нужны для определения начальных условий при решении задач теплопроводности в сечении моста при выполнении расчетов температурных полей и напряженно-деформированного состояния от климатических технологических факторов.

При выполнении таких расчетов можно применить пространственные (3D) или двумерные (2D) модели, которые решаются методом конечных элементов. Расчеты могут выполняться программными комплексами, которые предусматривают решение задач термоупругости, например, T-FLEX/ИСПА, APM Structure 3D, ЛПА, SCAD, ANSYS, FEMLAB (COMSOL) и др.

4.3. Экспериментальные исследования распределения температуры в мостовых сооружениях

Решение задачи подготовки начальных условий в виде распределения температуры по объему конструкции зависит от экспериментальных замеров на конкретных сооружениях [6, 8, 10, 13].

Для оценки характера распределения температуры в конструкциях железобетонных пролетных строений мостов и для определения соответствующих граничных условий в ХНАДУ проводились экспериментальные исследования на некоторых сооружениях. Цель исследования – определение характера распределения температуры по сечениям пролетных строений мостов, а также величины температурных градиентов. В задачи исследования входили вопросы изучения влияния конструктивных особенностей элементов мостов, материала, ориентации элемента по отношению к солнцу, облачности, перепадов температуры, и т.д. на характер распределения температуры.

Измерения температуры окружающей среды и температуры конструктивных элементов выполнялись тепловизором Ti20, а также бесконтактным измерителем температуры FLUKE 68. Для исследования распределения температур в железобетонных пролетных строениях были выбраны два путепровода в г. Харькове с различной ориентацией по отношению к солнцу. На графиках (рис.4.8) показаны изменения внешней t_1 и «подмостовой» температуры t_2 для железобетонного пролетного строения из предварительнонапряженных типовых элементов при 9 балках в поперечном сечении (результат измерений 18.05.09 и 5.05.09г.). Видно, что для исследуемого сооружения температура конструкций ближе к «подмостовой» температуре, но не совпадает с нею. Изменения температуры в конструкции (вследствие ее тепловой массивности) более плавные по сравнению с измерениями температуры воздуха t_1 и «подмостовой температуры» t_2 . Температура окружающей среды и температура под путепроводом различаются в среднем на 4-5 градусов (25%).

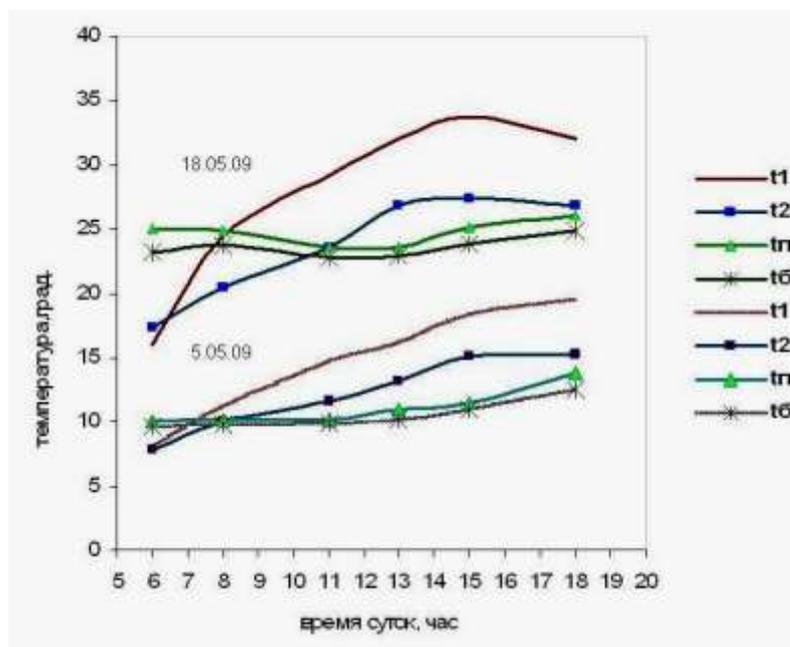


Рис. 4.8. Изменения температуры конструкций (балок t_6 и нижней поверхности плит t_n), температуры воздуха (над проезжей частью t_1 и под пролетным строением t_2).

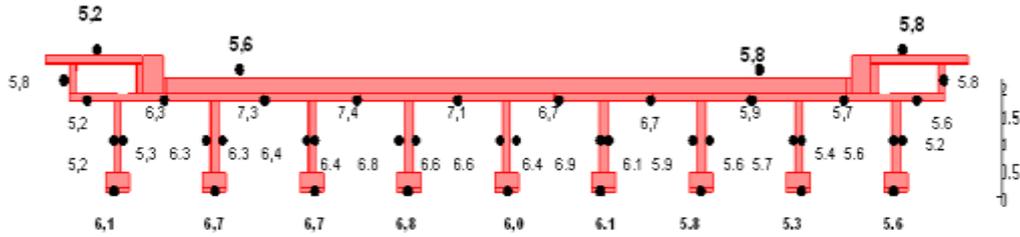
Измерения температур показали также, что поверхность фасадных балок мостовых сооружений, ориентированных по направлению восток-запад, в солнечные дни прогревается значительно сильнее остальных поверхностей пролетного строения. В облачную погоду значения температуры по длине и по сечению конструкции выравниваются. Наличие консольного свеса влияет на температуру фасадных поверхностей балок (рис. 4.9, 4.10, табл.4.2).

При наличии дефектов в конструкции (вследствие разницы температур смежных зон) фиксируется характерная картина теплового поля. Компьютерная обработка результатов измерений позволяет определять температуру любой точки снимка, т.е. дать предварительную оценку градиентам температуры. Легко получить значения средних температур выбранной области и сетку температур по поверхности сделанных снимков.

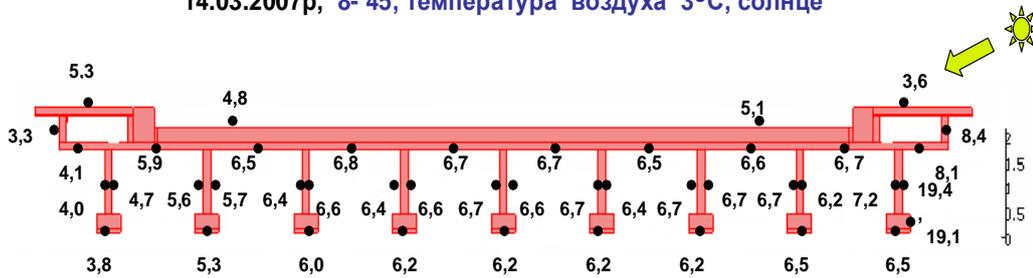
По данным работы [98] от солнечной радиации и температурного перепада балки в поперечном направлении моста разрушаются по разному:

- фасадная балка со стороны солнца на глубину 1,0см;
- крайняя балка с внутренней стороны на глубину – 0,5см;
- другие средние балки – без разрушения защитного слоя.

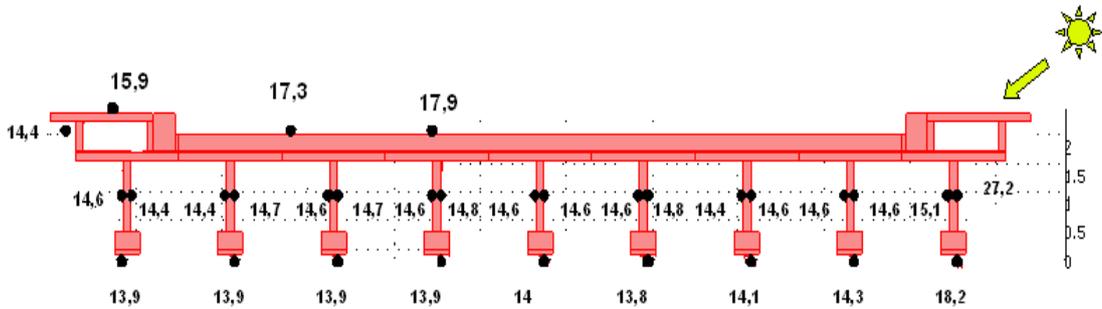
12.03.2007р, 8-30, температура воздуха 3°C, облачно



14.03.2007р, 8-45, температура воздуха 3°C, солнце



28.04.2007р, 8-30, температура воздуха 14,6 °C



28.04.2007р, 15-00, температура воздуха 19 °C

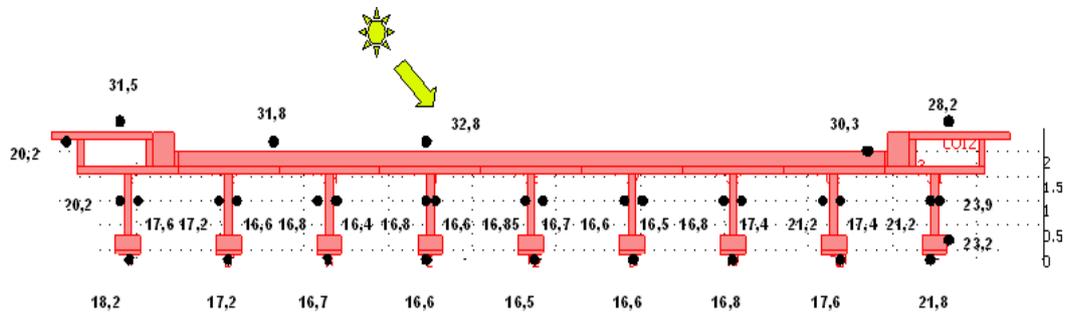


Рис. 4.9. Значение температур по данным измерений (железобетон) для путепровода г. Харькова при ориентации пролетных строений восток-запад

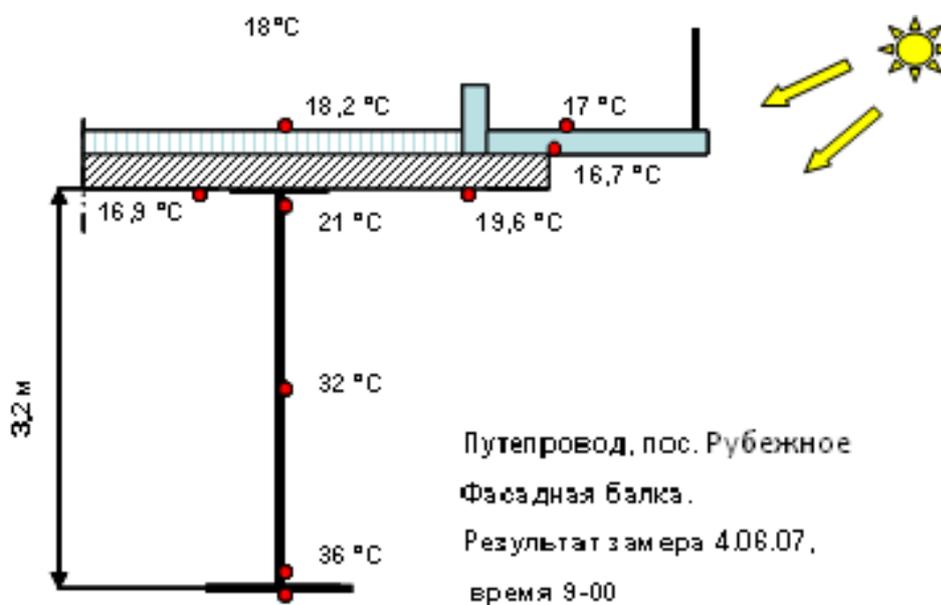


Рис. 4.10. Значение температур по данным измерений (сталежелезобетон)

В год идентификации ($t=30$ лет) суммарный износ поверхности крайних балок составил:

фасадная балка – 40% (шелушение)+10%(трещины)=50%;

внутренняя поверхность крайних балок – 20% (шелушение)+10%(трещины)=30%;

балки 2 и 6 – 20%(шелушение)+5%(трещины)=25%;

балки 3, 4, 5 – 0%.

Особенности работы фасадных балок мостовых сооружений и различия в климатических условиях эксплуатации учтены в отраслевом российском нормативном документе Росавтодора от 2002г. [98].

Измерение температуры в переходный период от зимы к весне (февраль-март) показало, что изменения температуры окружающей среды сопровождаются более плавными изменениями в конструкциях, так для исследуемого сооружения отмечено запаздывание изменений температуры в конструкциях в течении 4-5 дней (рис.4.4). Перемена температуры окружающей среды и постоянная смена морозных периодов оттепелями приводят к цилиндрическому замораживанию и размораживанию бетона. Эта цикличность особенно опасна для защитного слоя. В целом измерения температуры подтвердили, что температурный режим конструкций моста не является линейным и имеет сложный характер. Поэтому модели, которые используют линейное изменение температуры в сечениях, могут

приводить к ошибкам при оценке напряженно-деформированного состояния мостовых конструкций.

Таблица 4.2

Результаты замеров температуры окружающей среды и температуры отдельных поверхностей железобетонных пролетных строений

Температура воздуха над проезжей частью, t_1	Температура воздуха под мостом, t_2	Температура фасадной поверхности балки на солнце, t_6	Ребра балки с обратной стороны, t_{61}	Температура балки на противоположной стороне пролетного строения t_{62} мостового	Дата измерений
-18,0	-15	-10	-10	-14,4	6.01.10; 8-00
-12,0	-13	-11	-9	-12,0	6.01.10; 14-00
4,5	3,0	19,4	7,2	4,0	10.03.10; 8-00
5,0	4,5	18,9	5,0	4,3	12.03.10; 8-00
6,0	6,0	17,8	9,9	6,7	15.03.10; 8-00
19,0	15	27,2	18,7	14,6	28.03.10; 8-00
23,0	17	13	21,2	13,2	29.04.10; 17-00
12,0	12	13,6	11,4	1,5	1.05.10; 8-00
10,9	9,0	17,7	9,9	9,2	5.05.10; 8-00
23,0	23	19	23,9	21,2	18.05.10; 8-00
32,0	27	35	29,8	28,3	18.05.10; 13-00

В наиболее экстремальных условиях находятся фасадные балки (крайние), установленные по направлению восток-запад (табл.4.2).

Долговечность железобетонных элементов пролетных строений зависит от появления и развития дефектов, в том числе и от воздействия температурного перепада железобетонной и солнечной радиации.

При этом, исследования подтверждают данные российских исследований и представлены на рис. 4.12. Учитывая, что средний фактический срок службы мостов составляет 30-40лет, то остаточный ресурс фасадных балок составляет «0» лет, а средних балок – 32 года. Исследования В.И. Шестерикова представлены на рис.4.12,

где показаны накапливаемые разрушения крайних и средних железобетонных балок.

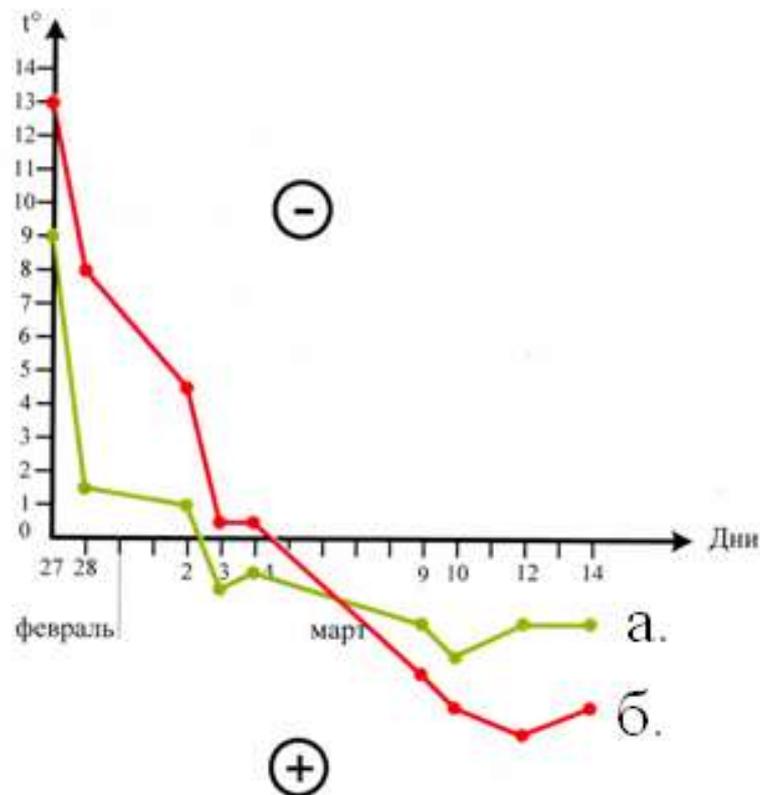


Рис. 4.11. Характер падения температур окружающей среды и конструкций: а – падение температуры окружающей среды, б – падение температуры в конструкциях мостового сооружения

В зарубежных нормах рассматриваются суточные и сезонные колебания температуры, учитывается нелинейный характер распределения температуры по глубине конструкции и вторичные температурные деформации вдоль пролета балок разрезной и неразрезной систем.

В нормативных документах [126] при расчете пролетных строений выделено 9 расчетных случаев, в том числе:

I – суточный ход температуры воздуха в сочетании с воздействием солнечной радиации на вертикальную поверхность;

II – резкое понижение температуры воздуха;

III – суточный ход температуры воздуха в сочетании с воздействием солнечной радиации на горизонтальную поверхность;

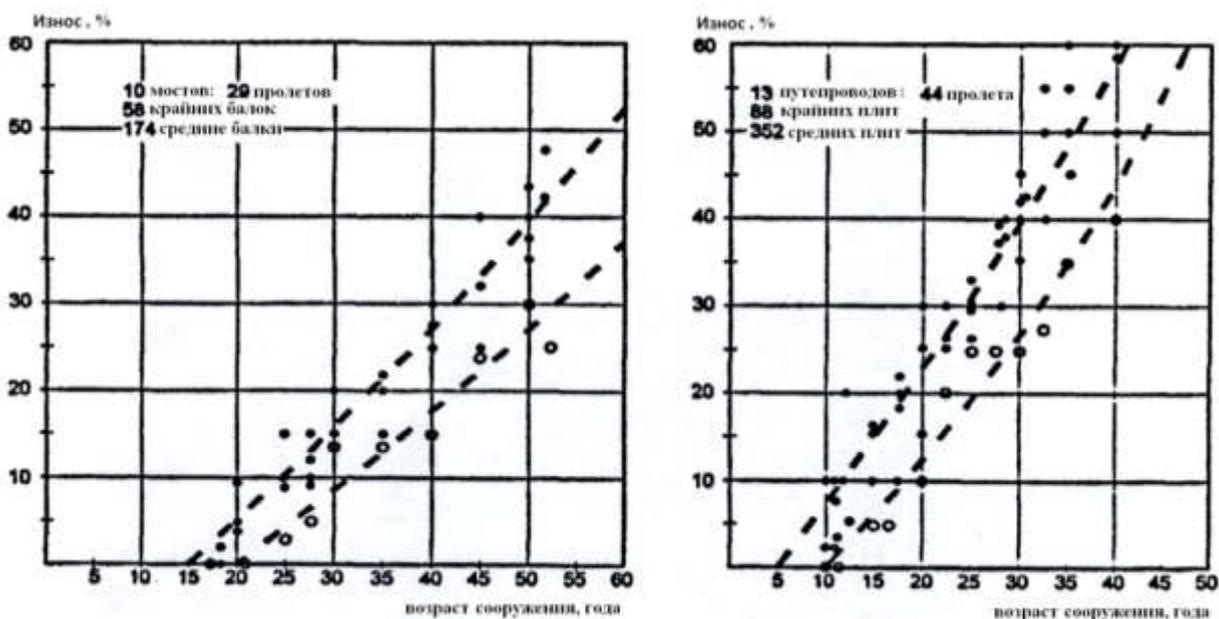


Рис.4.12. Накапливаемые разрушения средних и крайних железобетонных балок пролетных строений мостов:

- а – железобетонные предварительные напряженных конструкций;
- б – железобетонные пустотные плиты; •- – крайние балки, плиты (одна точка соответствует двум элементам); °- средние балки, плиты (одна точка соответствует среднему значению износа всех средних плит моста)

IV – резкое понижение температуры воздуха. При этом для отдельных элементов сечения может быть учтен нагрев солнцем;

.....

VIII – годовые (межсезонные) колебания температуры воздуха с учетом действия солнечной радиации; ЕС – особые тепловые воздействия (например, теплотрассы, проходящие внутри коробчатых пролетных строений) и др.

Таким образом, для железобетонных пролетных строений эксплуатируемых 60-70х лет, момент достижения 30% износа крайними и средними балками отличается больше чем на 10 лет. Кроме того, необходимо учитывать более быстрый износ гидроизоляции на тротуарах, что приводит к попаданию воды на крайние фасадные балки.

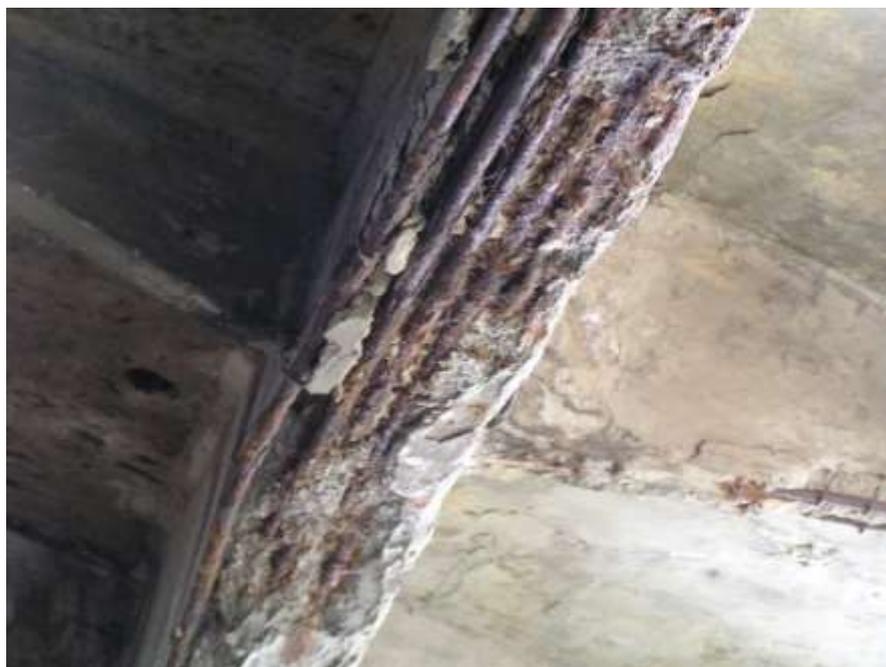


Рис. 4.13. Разрушение фасадной балки с теневой стороны
Купеческого моста



Рис. 4.14. Разрушение фасадной балки Купеческого моста в г. Харькове
со стороны солнечной радиации

4.4. Экспериментальная оценка распределения температуры в слоях дорожных одежд мостов

Для изучения характера распределения температуры в слоях дорожной одежды мостов с железобетонными пролетными строениями при отрицательных температурах окружающего воздуха, в ХНАДУ проводились эксперименты на модели конструкции дорожной одежды моста [8]. Испытывались образцы, моделирующие конструкцию плиты пролетного строения со слоями дорожной одежды. Серия образцов предусматривала объединение слоев дорожной одежды с пролетным строением. В процессе изготовления образцов на границе слоев были заложены термопары. Образцы были теплоизолированные по боковым поверхностям. Для испытаний при отрицательных температурах использовался стол глубокого охлаждения модели НСЛ – 250/70 (рис. 4.15).

а)



б)

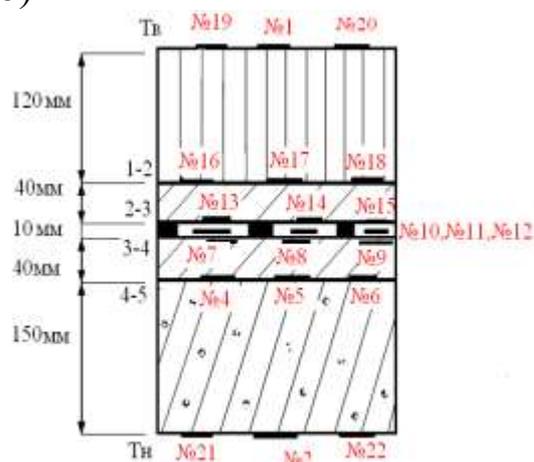


Рис.4.15. Подготовка к испытанию образца (а) и схема установки термопар на границах слоев (б)

Значения температур на границах слоев, полученные при одном из режимов изменения температуры, приведены на рис. 4.16, 4.17. На этих же рисунки вынесены расчетные (теоретические) значения температур, полученные при расчете схемы испытываемого образца по программе SLK, разработанной на кафедре мостов, конструкций и строительной механики ХНАДУ.

Сопоставление экспериментальных и расчетных данных показали их хорошую сходимость.

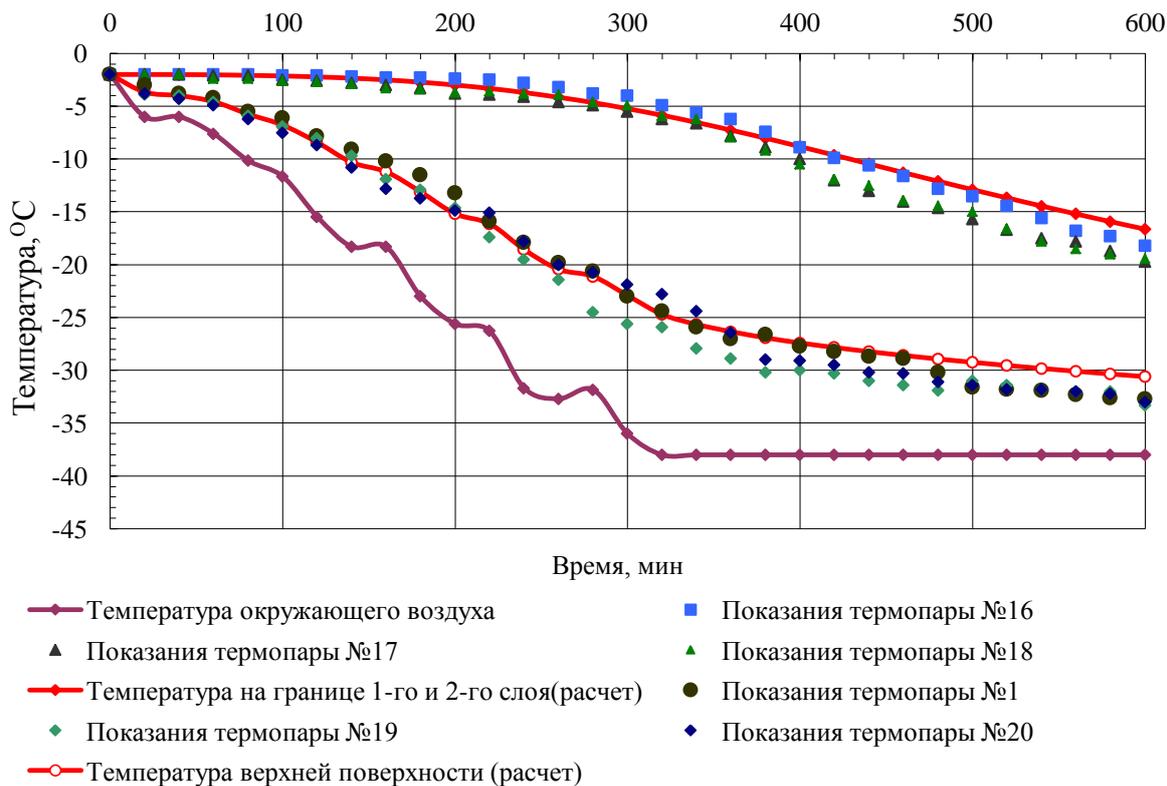


Рис. 4.16. Значения температуры на границе 1–го и 2–го слоев (асфальтобетон и защитный слой из цементного бетона)

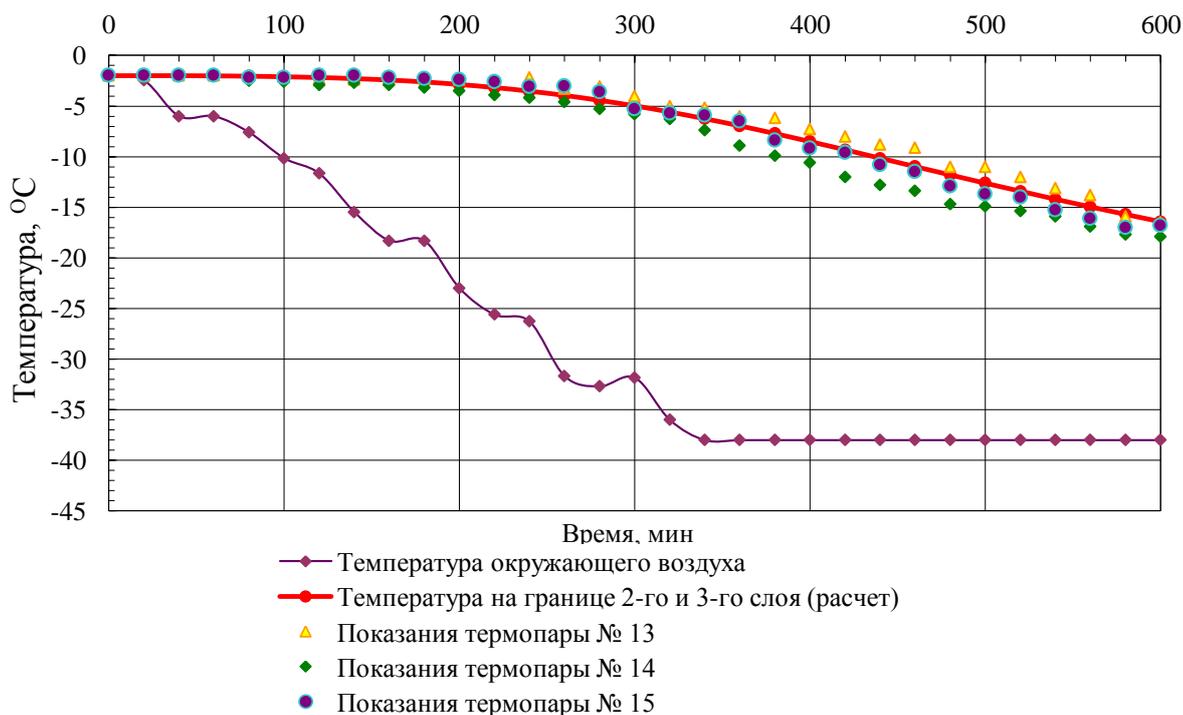
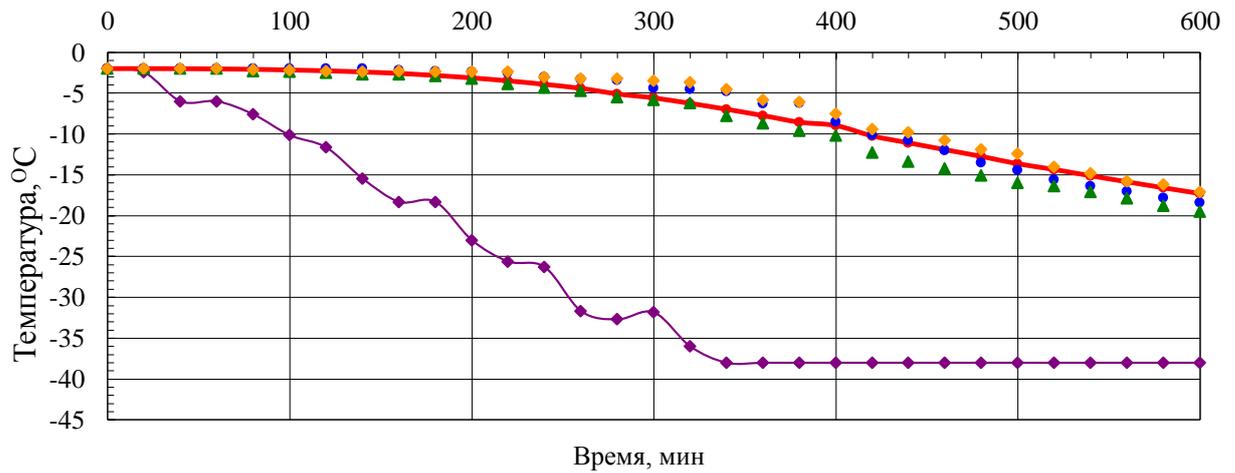
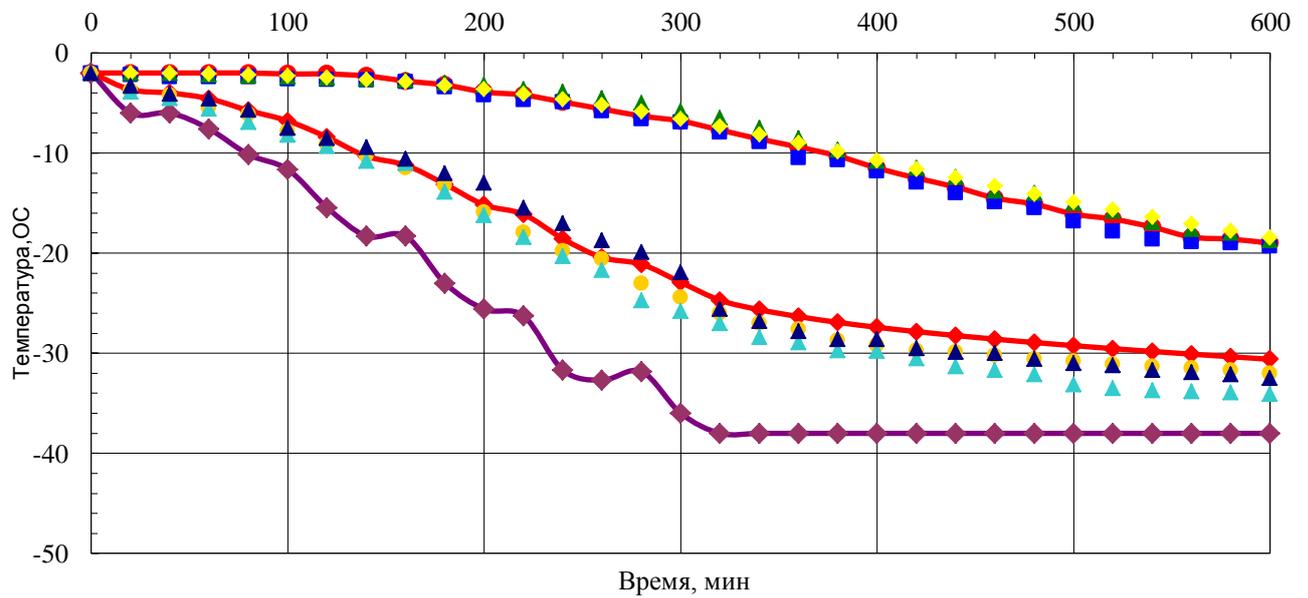


Рис. 4.17. Значения температуры на границе 2-го и 3-го слоя (защитный слой из бетона и гидроизоляция)



- Температура окружающего воздуха
- ▲— Показания термопары №11
- Показания термопары №10
- ◆— Показания термопары №12
- Температура на границе 3-го и 4-го слоя (расчет)

Рис. 4.18. Значения температуры на границе 3-го и 4-го слоев (гидроизоляция и выравнивающий слой)



- ◆— Температура окружающего воздуха
- Показания термопары №5
- ◆— Показания термопары №4
- ▲— Показания термопары №6
- ◆— Температура на границе 4-го и 5-го слоя (расчет)
- Показания термопары №21
- ▲— Показания термопары №22
- ◆— Показания термопары №2
- ◆— Температура на нижней поверхности(расчет)

Рис. 4.19. Значения температуры на границе 4-го и 5-го слоев (выравнивающий слой и плита пролетного строения)

С использованием расчетных значений построены линии изменения температуры в модели плиты с дорожной одеждой (рис.4.20).

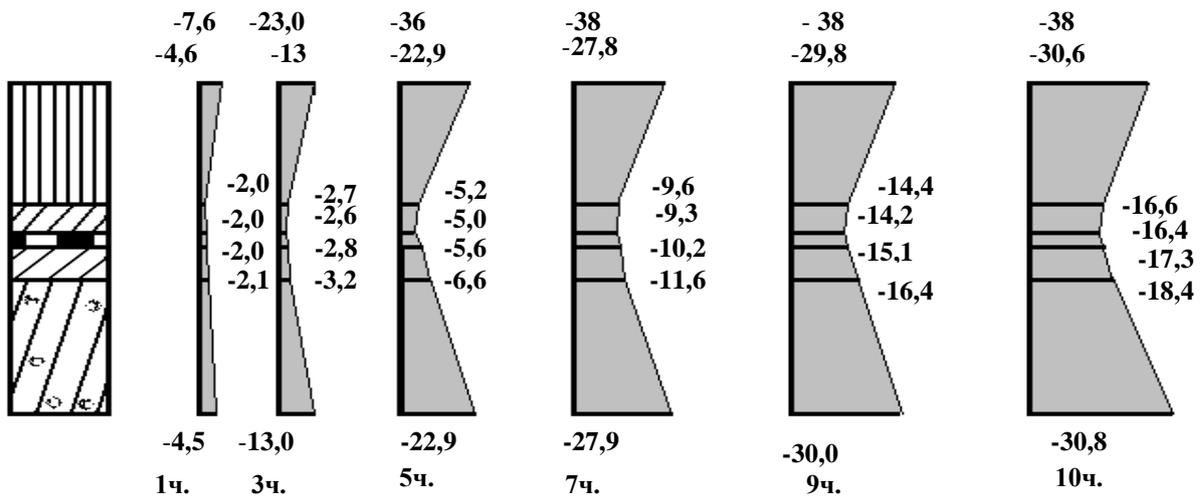


Рис.4.20. Изменения температуры в слоях конструкции дорожной одежды при охлаждении от 0 °С до минус 38 °С в течение 10 часов

Таким образом, значения температур на границах слоев дорожной одежды свидетельствуют о наличии постоянных температурных градиентов внутри конструкции дорожной одежды моста, что, безусловно, приводит к появлению температурных напряжений в материалах соответствующих слоев при отрицательных температурах. Все это связано с изменением температуры окружающей среды и должно быть учтено при расчете железобетонных конструкций.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бадаева Е.А. Характеристика существующей системы эксплуатации мостовых сооружений. / Е.А. Бадаева, Бильченко А.В. // Материалы научно-технической конференции 80 лет Белорусской дорожной отрасли. Минск: БелдорНИИ, 2008г. – С. 14-15.

2. Безбабичева О.І. Критерии выбора материала для гидроизоляции мостов/ О.І. Безбабичева, // Наук. пр. семінару „Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення.” – К.: 2000. – С. 4–9.

3. Безбабичева О.И. Прогнозирование температурных напряжений в фасадных балках мостовых конструкций / О.И. Безбабичева // Вісник Дніпропетровського національного ун-ту залізн.-го транспорту ім. акад. Лазаряна. – Дніпропетровськ: ДНУЗТ, 2010. – Вип.33. – С. 28-30.

4. Безбабичева О.И. Совершенствование конструкции гидроизоляции мостов – одна из возможностей повышения их долговечности/ О.И. Безбабичева // Зб. доп. семінару „Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення.”, 30 червня -1липня 1998р. – К: Український транспортний університет. – 1998.– С. 9–12.

5. Безбабичева О.И. Усовершенствование гидроизоляции проезжей части железобетонных мостов на автомобильных дорогах: дис. На соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.22.11 / Безбабичева Ольга Ильинична: – Харьков, 2005. — 150С.

6. Безбабичева О.И. Экспериментальные распределения температуры в мостовых конструкциях / О.И. Безбабичева, В.О. Бардаков, Е.В. Жданюк // Материалы юбилейной научно-технической конференции «80 лет Белорусской дорожной науке». – Минск: БелдорНИИ, 2008. – С. 9-13.

7. Безбабичева О.І., Сучасні конструктивні і технологічні рішення мостового полотна автодорожніх мостів із ефективними варіантами гідроізоляційного захисту/ О.І. Безбабичева, К.В. Бережна, Е.В. Жданюк // Вестник ХНАДУ.– Харків: ХНАДУ, 2002.– №19.– С. 142–144.

8. Безбабичева О.И. Экспериментальная оценка распределения температуры в слоях дорожных одежд мостов/ О.И. Безбабичева, А.В. Бильченко, Н.В. Розенфельд // Дороги и мосты. – К.: ДерждорНДІ, 2007. – Вип. 7. Том. I. – С. 22-25.

9. Безбабичева О.И. Свойства битумно-полимерных мастик с базальтовыми наполнителями/ О.И. Безбабичева, Е.В. Жданюк // Автом.дороги і дор. буд-во. – К.:Будівельник, 2004. – №70. – С. 41-45.

10. Безбабичева О.И. Напряженно-деформированное состояние слоя гидроизоляции при воздействии временных нагрузок и отрицательных температур / О.И. Безбабичева, В.К. Жданюк, Н.В. Розенфельд, Е.В. Жданюк // Автом. Дороги і дор. буд-во. – К.: НТУ, 2006. – Вип. 73. – С. 98-101.

11. Безбабичева О.І. Властивості бітумополімерних мастик для гідроізоляції мостів/ Д.В. Золотарьов, В.К. Жданюк // Автошляховик України.– 2001.– №1. – С. 34–36.

12. Безбабичева О.І. Визначення напруженого стану елементів прольотних будов з шарами дорожнього одягу під дією теплового навантаження / О.І. Безбабичева, М.В. Розенфельд, К.Ю. Дьяконенко // Дороги і мости. – К.: Держдор НДІ, 2007. – Вип. 7. Т. I. – С. 25-28.

13. Безбабичева О.І. Прогнозування температурних полів і напружень в мостових конструкціях з дорожнім одягом від кліматичних і технологічних впливів / О.І. Безбабичева, М.В. Розенфельд, О.Г. Кіслов// Мости і тунелі: теорія, дослідження, практика. Тези доповідей. Міжнародна науково-практична конференція. – Дніпропетровськ: ДНУЗТ, 2007. – С. 122-123.

14. Безпека дорожнього руху. Автомобільні дороги, вулиці та залізничні переїзди. Вимоги до експлуатаційного стану. ДСТУ-3587-97 (Чинні від 31 липня 1997р.). – К.: Держстандарт України, 1997 – 23с. – (Державний стандарт України).

15. Бережная Е.В. К вопросу расчета ребристых пролетных строений мостов массового строительства / Е.В. Бережная, С.Н. Краснов // Вестник ХНАДУ. – Харьков: ХНАДУ, – 2005. – Вып. № 30, - С. 223-225.

16. Бережная Е.В. «Ли́ра» при расчетах ребристых пролетных строений мостов / Е.В. Бережная, С.Н. Краснов, Е.С. Краснова // Материалы Всеукраинского научного семинара молодых ученых и аспирантов. – Харьков: ХНАДУ, 2008. – С. 137-139.

17. Бережна К.В. Створення адекватної моделі для розрахунків залізобетонних прогонових будов з використанням ПК «Ли́ра» / К.В. Бережна, С.М. Краснов, К.С. Краснова // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту

ім. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ: ДНУЗТ, 2010. – Вип. 33. – С. 138-142.

18. Бережная Е.В. Пространственные решения пешеходных мостов с применением стеклопластика / Е.В. Бережная, С.Н. Краснов, Е.С. Краснова, Д.А. Орешкин // Науковий вісник будівництва. – Харьков: ХДГУБА, ХОТВ АБУ, 2011. – Вип. 65. – С. 116–125.

19. Бильченко А.В. Экспериментальные исследования распределения температуры в железобетонных пролетных строениях мостов / А.В. Бильченко, О.И. Безбабичева // Будівельні конструкції Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. – К.: ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74. Кн.1. - С. 520-526.

20. Бильченко А.В. Концепция сохранения и развития мостовых сооружений в г. Харькове до 2012г. с прогнозом до 2014г. / А.В.Бильченко, А.Г.Кислов, О.И. Безбабичева// Научное сообще-ние; Харьков: ХНАДУ, 2010.-196 с.

21. Більченко А.В. Концепція розвитку будівництва, експлуатації і ремонту мостових споруд до 2012р. в м.Харкові / А.В. Більченко, О.Г. Кіслов, О.А. Бадаєва// Науковий вісник будівництва. Харків: ХДГУБА, ХОТВ АБУ, 2008.-С.3-8.

22. Васильев А.И. Системный поход к натурным исследованиям эксплуатируемых мостов / А.И. Васильев // Автом. дороги і дор. буд. –К.:Будівництво, - 2002. - Вип. 64.-С.33-37.

23. Гарамов О.В. Элементы системы профилактического мониторинга железобетонных мостов региональной сети автомобильных дорог: дисс. на соискание уч. ст. канд. техн. наук: / О.В. Гарамов// Санкт-Петербург. -2005. –207 с.

24. Гибшман М.Е. Теория расчета мостов сложных пространственных систем / М.Е. Гибшман– М.: Транспорт, 1973. – 200 с.

25. Гибшман М.Е. Таблицы для расчета пролетных строений транспортних сооружений: справочник/ М.Е. Гибшман. – М.: Транспорт, 1985. – 447 с.

26. Гибшман М.Е. Проектирование транспортных сооружений: [учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности «Мосты и транспортные сооружения»]. - Изд. 2, доп. и перераб. / М.Е. Гибшман, В.И. Попов. – М.: Высш. шк., 1988. – 447 с.

27. Голуб'ятников Є.І., Лантух-Лященко А.І. Проблеми надійності і довговічності мостів на дорогах міст і населених пунктів

України/ Є.І. Голуб'ятников, А.І. Лантух-Лященко// Автом. дороги і дор. буд.-К.: Будівництво 2002.- Вип.64.-С.59-65.

28. Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. –Киев – Харьков: Изд. Центр НТУ «ХПИ», 2003. – 888 с.

29. Гребер Г. Основы учения о теплообмене/ Г. Гребер, С. Эрк, У. Григуль //.-М: Изд-во иностр. ли-ры, 1958.-566 с.

30. Дингес Э.В. Техничко-экономическое обоснование развития и размещения мостовых переходов/ Э.В. Дингес. - М.: МАДИ, 1988, С. 17-24.

31. Експлуатація і реконструкція мостів: за ред.. А.І. Лантух-Лященка.-К.: ТАУ, 2000. - С. 31-37.

32. Жданюк В.К. До питання про ефективність гідроізоляційного захисту мостового полотна автодорожніх мостів / В.К. Жданюк, О.І. Безбабічева, К.В. Жданюк // Новини науки Придніпров'я. Серія: Інженерні дисципліни. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА 2004. – № 4. – С. 15-21.

33. Жданюк В.К. Исследование величины тепловых воздействий на слой гидроизоляции при устройстве конструкций дорожных одежд на мостах и путепроводах с использованием горячих и литых асфальтобетонных смесей/ В.К. Жданюк, О.И. Безбабичева, Н.В. Розенфельд, Е.В Жданюк // Автом. дороги і дор. буд-во. –К.: Будівельник. - 2004. – №69 . – С. 59–63.

34. Жданюк К. В. Бітумно-полімерні мастики підвищеної теплостійкості для гідроізоляції залізобетонних прогонових будов автодорожніх мостів: Дис. на здобуття наукового ступеня канд. наук: 05.23.05/ Жданюк Катерина Валеріївна. - Харків - 2008. -164 с.

35. Жемочкин Б.Н. Практические методы расчета фундаментальных балок и плит на упругих основаниях / Б.Н. Жемочкин, А.П. Сеницын. – М.: Госстройиздат, 1962. – 216 с.

35'. Зайцева Н.Н. Изучение теплофизических характеристик асфальтовых материалов методами регулярного режима/ Н.Н. Зайцева //Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. - Л.: Энергоиздат, 1990.- С.79-82.

36. Збірник сучасних конструктивних і технологічних рішень мостового полотна автодорожніх мостів. – К.:Укравтодор , 2002. - 20 с.

37. Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике / О.К. Зенкевич. – М.: Мир, 1975. – 541 с.

38. Золотов М.С. Дослідження властивостей бітумно-полімерних мастик на основі порошкового та волокнистого наповнювачів/ М.С. Золотов, О.І. Безбабічева, К.В. Жданюк // Сучасні технології та матеріали для будівництва й експлуатації автомобільних доріг: Науковий семінар молодих вчених та аспірантів. – Харків: ХНАДУ, 2004. – С. 25-26.

39. Золотов М.С. Особенности гидро-изоляционной защиты железобетонных пролетных строений мостов/ М.С. Золотов, Е.В. Жданюк, О.И. Безбабичева // Проблемы надежности дорожных одежд городских улиц и дорог: Международная научно-практическая конференция. – Минск: БНТУ, 2005. – С. 109-115.

40. ІН В.3.2-218-03449261.036-96 Інструкція по організації догляду за штучними спорудами УДВТП «Укрдортехнологія». – К., 1996. - 90с.

41. Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных строений эксплуатируемых автодорожных мостов : ВСН 32-89. – (Введены в действие 1.01. 1990) – М.: Транспорт, 1991. – 166с. – (Ведомственные строительные нормы Министерства автомобильных дорог РСФСР).

42. Инструкция по уширению автодорожных мостов и путепроводов: ВСН 51-88. – (Введены в действие 1.07. 1989 г.). – М.: Транспорт, 1990. – 128с. – (Ведомственные строительные нормы Минавтодора РСФСР, Миндорстроя УССР, Миндорстроя БССР).

43. Исаченко В.П. Теплопередача / В.П. Исаченко, В.А. Осипова, А.С. Сукомел. - М.: Энергоиздат, 1981.-417с.

44. Кіслов О.Г. Про стан мостових споруд в м. Харкові. Проблеми удосконалення розвитку автомобільно-дорожнього комплексу м. Харкова./Кіслов О.Г., Більченко А.В. – Харків: ХНАДУ 2007., С.69-75.

45. Кислов А.Г. Специфика содержания, ремонта и реконструкции городских мостовых сооружений/ А.Г. Кислов, Бильченко А.В. Материалы 69 Международной научно-практической конференции «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта». Днепропетровск: Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта ім. акад. В. Лазаряна, 2009.-С.38-41.

46. Кіслов О.Г. Статичне дослідження температурно-нерозрізної прольотної будови мосту через р. Харків / О.Г. Кіслов, С.О. Бугаєвський, С.М. Краснов // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 2008. – Вип.16. Ч. 2. – С. 179-187.

47. Кіслов О.Г., Лисяков І.М., Бугаєвський С.О. Розробка моделі температурно-нерозрізної прольотної будови / О.Г. Кіслов, І.М. Лисяков, С.О. Бугаєвський// Вестник ХНАДУ. – Харьков: ХНАДУ, 2007. – Вып. 39. – С. 108-110.

48. Коваль П.М. Характеристика технічного стану існуючих мостів України / П.М. Коваль// Дороги і мости. – К.: ДерждорНДІ, 2003. Вип. 1. - С.15-22.

49. Кожушко В.П. Моделювання прольотних будов мостів: [монографія] / В.П. Кожушко. – Харків: ХНАДУ, 2010. – 196 с.

50. Кожушко В.П. Расчет пролетных строений балочных мостов разрезной системы / В.П. Кожушко // Соппротивление материалов и теория сооружений. – К.: Будівельник, 1980, - Вып. 30. – С. 118-122.

51. Кожушко В.П. Расчет неразрезных балочных мостов регулярной и нерегулярной систем на временную нагрузку / В.П. Кожушко // Изд. вузов. Стр-во и архитектура. – 1982. - № 5. – С. 118-122.

52. Кожушко В.П. До розрахунку балочно-консольних прогінних будов на тимчасове навантаження / В.П. Кожушко // Автом. дороги і дор. буд-во. – К.: Будівельник, 1985. – Вип. 37. – С. 56-60.

53. Кожушко В.П. Розподільна спроможність металеві прольотної будови балкових мостів / В.П. Кожушко // Будівництво України. – 2003. - № 5 – С. 18-20.

54. Кожушко В.П. Работа пролетных строений резко нерегулярной системы при воздействии временных нагрузок / В.П. Кожушко // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2011. – Вип. 65. – С. 146-149.

55. Кожушко В.П. Определение усилий от временных нагрузок в элементах пролетных строений нерегулярных систем с учетом крутящих моментов / В.П. Кожушко // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2010. – Вип. 57. – С. 139-144.

56. Кожушко В.П. Использование усредненной схемы при расчете балочных железобетонных пролетных строений нерегулярной

системы / В.П. Кожушко // Будівельні конструкції. – К.: ДП НДІБК 2011. – Вип. 74. Книга 1. – С. 465-474.

57. Кожушко В.П. О расчете рамных мостов на временную нагрузку // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. – 1987. – № 4.- С. 108-112.

58. Кожушко В.П. Распределительная способность пролетных строений автодорожных мостов нерегулярных систем / В.П. Кожушко // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2009. – Вип. 56. – С. 43-50.

59. Кожушко В.П. Определение перемещений ступенчатых балок на упруго-оседающих опорах / В.П. Кожушко // Науковий вісник буд-ва. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2002. – Вип. 17. – С. 146-150.

60. Кожушко В.П. Определение перемещений ступенчатых балок от единичных моментов / В.П. Кожушко // Науковий вісник буд-ва. Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2002. – Вип. 18. – С. 73-76.

61. Кожушко В.П. Распределительная способность неразрезного железобетонного пролетного строения / В.П. Кожушко // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: Національний університет водного господарства та природокористування, 2011. – Вип. 21. – С. 472-478.

62. Кожушко В.П. Деякі особливості роботи косих прольотних будов балкових будов мостів розрізної системи /В.П. Кожушко// Автом. дороги і дор. буд-во. – К.: Будівельник 1998. – Вип.56. – С. 107-114.

63. Кожушко В.П. Распределительная способность металлического пролетного строения из многорешетчатых ферм / В.П. Кожушко // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2010. – Вип. 61. – С. 120-129.

64. Кожушко В.П. Некоторые вопросы распределительной способности пролетных строений балочных разрезных мостов / В.П. Кожушко // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. – 1991. - № 8. – С. 99-102.

65. Кожушко В.П. Работа деяких вузьких прольотних будов із типових елементів / В.П. Кожушко, А.В. Більченко, А.С. Лозицький// Дороги і мости. – К.: ДерждорНДІ, 2009. – Вип. 11. – С. 174-179.

66. Кожушко В.П. Работа некоторых широких пролетных строений из типовых железобетонных элементов / В.П. Кожушко, А.В. Бильченко, С.Н. Краснов, С.А. Чугуенко, А.С. Лозицкий // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2009. – Вип.54. – С. 145-152.

67. Кожушко В.П. Анализ результатов испытаний пролетных строений путепровода / В.П. Кожушко // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2010. – Вип. 60. – С. 48-55.

68. Кожушко В.П. О развитии пространственных методов расчета пролетных строений автодорожных мостов /В.П. Кожушко // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту ім. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ: ДНУЗТ, 2008. – Вип. 21. – С. 128-129.

69. Кожушко В.П. Визначення зусиль від тимчасового навантаження у головних балках металевих і сталобетонних балкових прольотних будовах нерегулярної структури за усередненою схемою / В.П. Кожушко, С.А. Біндюг// Автом. дороги і дор. буд-во. – К.: 2002. – Вип. 64. – С. 122-124.

70. Концепція програми розвитку шляхової мережі міста Львова на 2006-2010 роки. Департамент управління інженерного господарства. Львів. 2006.-6 с.

71. Концепция улучшения состояния мостовых сооружений на федеральной сети автомобильных дорог России (на период 2002-2010 гг.). Росавтодор.- 2002.-36 с.

72. Конструкції будівель і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-160: 2010. (Чинні від 2011-09-01). – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 81 с. – (Державні будівельні норми України).

73. Краснов С.Н. Экспериментально-теоретические исследования динамического воздействия от движения пешеходов на пролетное строение пешеходного моста [текст] / С.Н. Краснов // Збірник наукових праць Української державної академії залізничного транспорту. – Харків, 2015. – Вип. 151. У 2 т. Т.2. – С. 69 – 75.

74. Краснов С.Н. Оптимизированные конструкции пешеходных мостов / С.Н. Краснов, Е.С. Краснова // Перспективні напрямки світової науки: збірник статей учасників двадцять п'ятої Міжнародної науково-практичної конференції «Інноваційний поте-

нциал світової науки ХХІ сторіччя». – Запоріжжя: Вид-во ПГА, 2014. – Том 2 . – С. 71–72.

75. Краснов С.Н. Сталежелезобетонные структурные пролетные строения пешеходных мостов / С.Н. Краснов, Е.С. Краснова // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе: материалы междунар. науч.-практич. конф. В 3 т. Т.3. – Пермь: Изд-во Пермского национального исследовательского политехнического университета, 2014. – С.440–444.

76. Краснов С.Н. Конструктивная система сталежелезобетонных мостов / С.Н. Краснов, Е.С. Краснова, Е.А. Вихров // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. – Харьков: ХНАДУ, 2012. - Вып. 58. – С. 65–69.

77. Краснов С.Н. Тест – испытания пролетного строения пешеходного моста / С.Н. Краснов, Е.С. Краснова // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе: материалы междунар. науч.- практич. конф. В 3 т. Т.3. - Пермь: Изд-во Пермского национального исследовательского политехнического университета, 2013. – С.241–249.

78. Краснов С.Н. Исследования частот собственных колебаний пролетного строения пешеходного моста / С.Н. Краснов, Е.С. Краснова // Будівельні конструкції. – Київ: НДІБК, 2013. – Вып. 78. У 2 ч. Ч.2. – С.263–271.

79. Краснов С.Н. Анализ работы новых конструкций пешеходных мостов при действии динамической нагрузки / С.Н. Краснов, Е.С. Краснова // Матеріали міжнародної науково-практичної конференції «Покращення конструктивних, технологічних та експлуатаційних показників автомобільних доріг і штучних споруд на них в дослідження студентів і молодих науковців». – Харків: ХНАДУ, 2014. – С. 195–199.

80. Краснов С.Н. Исследование работы сталежелезобетонных пролетных строений пешеходных мостов / С.Н. Краснов, Е.С. Краснова, Е.В. Добровольский // Матеріали 76-ї міжнародної студентської наукової конференції ХНАДУ. – Харків: ХНАДУ, 2014. – С. 66–70.

81. Краснов С.Н. Динамический анализ структурных конструкций при применении их для строительства пешеходных мостов / С.Н. Краснов // Матеріали 78-ї науково-технічної та науково-

методичної конференції університету – Харків. ХНАДУ, 2014 – С.30–36.

82. Краснова К.С. Нова конструкція пішохідного мосту / К.С. Краснова / V Міжнародна наукова конференція "Ресурс і безпека експлуатації конструкцій, будівель та споруд". – Харків: ХНУБА, 18-19 жовтня 2011. - 11 с.

83. Краснова К.С. Системы пролетных строений пешеходных мостов с рациональными параметрами: дис. на соискание ученой степени канд. тех. наук: 05.23.01 / Краснова Екатерина Сергеевна. – Харків, 2013. – 272 с.

84. Краснова К.С. Системы пролетных будов пішохідних мостів: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 - Будівельні конструкції, будівлі та споруди / К.С. Краснова. – Харків, 2013. – 20 с.

85. Краснова Е.С. Результаты испытаний пролетного строения пешеходного моста нового типа / Е.С. Краснова // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2013. – Вип. 49. – С. 202–208.

86. Краснова Е.С. Экспериментально-теоретические исследования пластинчато-стержневого пролетного строения пешеходного моста / Е.С. Краснова // Будівельні конструкції. – Київ: НДІБК, 2013. – Вип. 78. У 2 ч. Ч.2. – С. 255–262.

87. Лантух-Лященко А.І. Оцінка технічного стану транспортних споруд, що знаходяться в експлуатації/ А.І. Лантух-Лященко// Вісник Транспортної Академії України, К.: НТУ, 1999.- №3, С.59-63.

88. Лантух-Лященко А.І. Технічний стан мостів і транспортних споруд України: аналітична довідка Міжвідомчої комісії з питань науково технологічної безпеки/ А.І. Лантух-Лященко // Київ, ИЗДАТЕЛЬСТВО, 2004.-120 с.

89. Лантух-Лященко А.И. ЛИРА Программный комплекс расчета и проектирования конструкций «Фаст» / А.И. Лантух-Лященко. – М. – К.: 2001. – 359 с.

90. Лантух-Лященко А.І. Проблеми створення національної системи експлуатації мостів / А.І. Лантух-Лященко // Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення -К.: НТУ, 1998.- С.138-145.

91. Лантух-Лященко А.І. О прогнозе остаточного ресурса мостов / А.І. Лантух-Лященко // Дороги і мости, К.:ДерждорНДІ, 2007.- Вип.7. В 2-х т. Т.2.- С.7.

92. Лившиц Я.Д. Примеры расчета железобетонных мостов: [учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности «Автомобильные дороги»] / Я.Д. Лившиц, Ю.М. Онищенко, А.А. Шкуратовский. – К.: Вища школа. Главное издательство, 1986. – 263 с.

93. Лукин Н.П. Пространственный расчет бездиафрагменных мостов энергетическим способом / Н.П. Лукин// Сопротивление материалов и теория сооружений. – К.: Будівельник, 1968. –Вип.VI. – С. 123-113.

94. Лукин Н.П. Совместная работа слоёв одежды проезжей части мостов с железобетонными пролетными строениями/ Н.П. Лукин, О.И. Безбабичева // Сб. научн. трудов СоюздорНИИ. – М.: 1987. С. 77–80.

95. Лукин Н.П. Особенности работы слоёв покрытия проезжей части мостов при проходе тяжелых грузов и при отрицательных температурах/ Н.П. Лукин, О.И. Безбабичева // Прикладные задачи статики и динамики мостов. – Воронеж: Изд-во Воронежского университета, 1988. – С. 159–166.

96. Лукин Н.П. Продлить срок службы мостов/ Н.П. Лукин, О.И. Безбабичева // Сб. “Автомобильный комплекс Украины в современных условиях: проблемы та шляхи розвитку”.– К.: 1998.– С. 282–284.

97. Матаров И.А. Сборные железобетонные мосты с многорядной сварной арматурой / И.А. Матаров, Л.С. Смирнова, А.Л. Шилина – М.: Автотрансиздат, 1959. – 186 с.

98. Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автомобильных мостов. – М.: Росавтодор, 2002. – 38 с.

99. Минев М., Съвременни тенденции в развитието на хидроизолацията на стоманобетонните мостове/ М. Минев, Б. Даракчев, Д. Назърски //Годишник на висшия институт по архитектура и строителство.-1982/1983. - Т.6. - №30. - С.41-48.

99'. Михлин С.Г. Приближенные методы решения дифференциальных и интегральных уравнений/ С.Г. Михлин, Х.Л. Смолицкий. - М.: Из-во Наука , 1965.-384 с.

100. Мости та труби. Оцінка технічного стану мостів, що експлуатуються.-К. Державна служба автомобільних доріг України: 2002.-74с.

101. Мосты и трубы: СНИП 2.05.03-84*. – (Действующие с 1.01. 1995г.). – М.: ГП ЦПП, 1996. – 214с. – (Госстрой СССР).

102. Назаренко Б.П. Железобетонные мосты: [учебник для студентов автомобильно-дорожных вузов и факультетов]. – Изд. 2, доп. и перераб. /Б.П. Назаренко. – М.: Высш. шк., 1970. – 432 с.

103. Назаренко Б.П. До питання про вплив деяких елементів проїзної частини мостів на їх довговічність/ Б.П. Назаренко, О.І. Безбабічева // Автом. дороги і дор. буд. – К.: Будівельник, – 1982. –Вип. 31. – С. 107–109.

104.Основные положения Концепции совершенствования дорожного хозяйства Санкт-Петербурга до 2010г. с прогнозом до 2015г. Санкт-Петербургские ведомости, вып. 54, 2008г. -12с.

105. Пат. 51336 Україна, МПК Е 04 D3/24. Металобетонне просторове перекриття / В.С. Шмуклер, К.В. Бережна, В.В. Герасименко та ін.; заявник і патентовласник Шмуклер В.С. – № u 201000918/10; заявл. 29.01.10; опубл. 12.07.10. Бюл. №13.

106. Пат. 78056 Україна, МПК Е 04D 3/24. Металобетонне просторове перекриття / В.С. Шмуклер, К.С. Краснова, С.М. Краснов, М.Б. Шуткін, Б.М. Шуткін; заявник і патентовласник Шмуклер В.С. – № u201209097; заявл. 24.07.12; опубл. 11.03.13. Бюл. №5.

107. Пат. 69481 Україна, МПК Е 04D 3/36. Вузол з'єднання стержнів структурної конструкції / В.С. Шмуклер, К.С. Краснова С.М. Краснов, Д.М. Орішник; заявник і патентовласник Шмуклер В.С. – № u 201113601; заявл. 18.11.11; опубл. 25.04.12. Бюл. №8.

108. Пат. 69346 Україна, МПК (2012) E04C 2/00, E04B 5/00, E04G 21/00. Спосіб улаштування залізобетонного перекриття полегшеного типу / В.С. Шмуклер, М.Д. Помазан; заявник і патентовласник Шмуклер В.С. – №201112222; заявл. 18.10.2011; опубл. 25.04.2012. Бюл. №8.

109. Поливанов Н.И. Проектирование и расчет железобетонных и металлических автодорожных мостов: учебное пособие для студентов автодорожных вузов и факультетов / Н.И. Поливанов. – М.: Транспорт, 1970. – 516 с.

110. Рабинович И.М. Стержневые системы минимального веса / И.М. Рабинович // Механика твердого тела (29 января – 5 февраля 1964 г). – М.: Наука, 1966. – № 3. – С. 35–44.

111. Рекомендации по применению паровоздушного дренажа в одежде ездового полотна пролетных строений мостов: Отчет по теме «Разработка рекомендаций по применению паровоздушного дренажа в одежде ездового полотна пролетных строений мостов на основе анализа и исследований конструктивно-технологических решений одежды с паровоздушным слоем»//ДГ-ИС-88-1-2-75. - М.: СОЮЗДОРНИИ. - 1988. – 26 с.

111'. Рихтмайер Р.Д. Разностные методы решения краевых задач/ Р.Д. Рихтмайер. -М.: Изд-во иностр. ли-ры, 1960.-264 с.

112. Розенфельд М.В. До питання про теплостійкість матеріалу гідроізоляції при влаштуванні асфальтобетонних покриттів на мостах/ М.В. Розенфельд, О.І. Безбабічева, В.К. Жданюк // Автом. дороги і дор. буд-во. – 2001. – № 63. – С. 66–69.

113. Российский В.А. Примеры проектирования сборных железобетонных мостов: [учебное пособие для студентов автодорожных вузов]. – Изд.2 / В.А. Российский, Б.П. Назаренко, Н.А. Словинский. – М.: Высш. шк., 1970. – 520 с.

114. Російський В.О. Дослідження роботи прольотних будов сталезалізобетонних мостів при неоднакових перерізах головних балок і неоднакових відстанях між ними / В.О. Російський, Л.В. Семенець, В.П. Кожушко // Автом. дороги і дор. буд-во. – К.:, 1974. – Вип. XV. - С. 158-162.

115. Семенец Л.В. Пространственный расчет балочных мостов с учетом кручения / Л.В. Семенец // Изд. вузов Стр-во и архитектура. – 1959. - №5. – С. 55-63.

116. Семенец Л.В. Пространственный расчет консольно-балочных мостов/ Л.В. Семенец // Расчет пространственных строительных конструкций. Задачи стр-й механики упругих и упруго-пластичных систем. – Куйбишев: КуИСИ, – 1973. – Вып.5. – С. 143-152.

117. Семенец Л.В. Пространственные расчеты плитных мостов / Л.В. Семенец. – К.: Головне изд-во, 1976. – 196 с.

118. Семенец Л.В. Пространственный расчет балочных мостов с диафрагмами / Л.В. Семенец // Вопросы надежн. мост. конструкций. – М.: Трансжелдориздат, 1962. – 328 с.

119. Смирнов В. Безопасность городских мостов/ В. Смирнов, Г. Богданов. Технологии безопасности инженерных систем. – М.: ЛАЖТ. -2005, №5. С. 18-21.

120. Смирнов В.Н. Менеджмент в мостостроении/ В.Н. Смирнов, С.В. Чижов.- С. Петербург: Из-во ДНК, 2008. – 192 с.

121. Снитко МН.К. Строительная механика: [учебник для вузов]/ Н.К. Снитко. – Изд. 2-е, доп. – М.: Высш.шк., 1972. – 488 с.

122. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи: ДБН В. 1.2 – 15:2009. – (Чинні від 2010-03-01). – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 66 с. – (Державні будівельні норми України).

123. Споруд транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування: ДБН В.2.3-6:2009 (Чинні від 2010-03-01 – К.: Мінрегіонбуд України, 2009, – 43 с. – (Державні будівельні норми України).

124. Споруди транспорту. Мости та труби: Мости та труби: ДБН В.2.3 – 22:2009. – (Чинні від 2010-03-01). – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 52 с. – (Державні будівельні норми України).

125. Споруди транспорту. Проектування та влаштування гідроізоляції залізобетонних мостових споруд: ВБН В.2.3-218-197- (Чинні від 2005-06-01). – К.: Державна служба доріг України, 2005.- №16 - 35 с. (Відомчі будівельні норми).

126. Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування: ДБН В. 2.3 – 14: 2006. – (Чинні від 2007-02-01). – К.: Міністерство буд-ва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. – 359с. – (Державні будівельні норми України).

127. Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів: ДБН-НБ В.2.3 - 23:2009 (Чинні від 2010-03-01). – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 49с. – (Державні будівельні норми).

127'. Стороженко Л.І., Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій: [Монографія] / [Л.І. Стороженко, В.М. Тимошенко, О.В. Нижник та ін.]. – Полтава: АСМІ, 2008. – 262 с.

128. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні структурні конструкції: монографія / Л.І. Стороженко, В.М. Тимошенко, О.В. Нижник – Полтава: ПолтНТУ, 2006. – 146 с.

129. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные мосты / Н.Н. Стрелецкий. – М.: Транспорт, 1965. – 376 с.

130. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения. – 2-е изд., перераб. и доп. / Н.Н. Стрелецкий. – М.: Транспорт, 1981. – 360 с.

131. Стренг Г. Теория метода конечных элементов / Г. Стренг, Дж. Фикс– М.: Мир, 1977. – 349 с.

132. Технічні правила ремонту та утримання автомобільних доріг загального користування України. Київ. (Чинні від 26.09.1997), № 190, 1997.,182с.

133. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб: СН 200-62. – (Действующие с 1 апреля 1962г.). – М.: Трансжелдориздат, 1962. – 328 с. – (Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства).

134. Трофимов В.И. Структурные конструкции (исследование, расчет и проектирование) / В.И. Трофимов, Г.Б. Бегун. – М.: Стройиздат, 1972. – 16 с.

135. Указания по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб: СН 365-67. – (Действующие с 1 июня 1967г.). - М.: Стройиздат, 1967. – 145с. – (Госстрой СССР).

136. Улицкий Б.Е. Вопросы пространственного расчета балочных мостов / Б.Е. Улицкий. – М.: Автотрансиздат, 1956. – 60 с.

137. Черников В.В. Система поддержки принятия решений при планировании организации работ по ремонту и реконструкции городских транспортных сооружений: Дисс. на соискание уч.ст.канд. эконом. Наук / В.В. Черников: 08.00.13 – математические и инструментальные методы экономики - Москва. 2003., 254с.

138. Шапиро Д.М. Расчет балочных ребристых пролетных строений методом конечных элементов / Д.М. Шапиро, А.В. Агарков// Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Современные методы статического и динамического расчета зданий и сооружений. – Воронеж, 2005. – Вып.2. – С. 51-69.

139. Шевченко В. П. О некоторых направлениях продления срока службы мостов/ В. П. Шевченко, А.С. Лозицкий, О.И. Безба-

бичева, В.К. Жданюк // Автом. дороги і дор. буд. – 2002. – № 64. – С. 263–266.

140. Шестериков В.И. Оценка и прогнозирование состояния мостов на автомобильных дорогах в системе управления их эксплуатацией Дис. канд. техн. наук/Шестериков В.И.-М.2004.-330 с.

141. Шмуклер В.С. Каркасные системы облегченного типа / В.С. Шмуклер, Ю.А. Климов, Н.П.Бурак: – Харьков: Золотые страницы, 2008. – 336 с.

142. Шмуклер В.С. Об одном подходе формирования пролетного строения пешеходного моста / В.С. Шмуклер, С.Н. Краснов, Е.С. Краснова // Будівельні конструкції. – К.: ХНУБА, 2012. –Вип. 76. – С. 580–588.

143. Шмуклер В.С. Формирование конструктивных решений и динамические испытания пролетных строений пешеходных мостов нового типа / В.С. Шмуклер, С.Н. Краснов, Е.С. Краснова // Мости та тунелі. Теорія, дослідження, практик. – Дніпропетровськ: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2014. – Вип. 5. – С. 120–127.

144. Шмуклер В.С. Краткий анализ рациональной конструкции пролетного строения пешеходного моста с учетом динамики / В.С. Шмуклер, С.Н. Краснов, Е.С. Краснова // Актуальные вопросы архитектуры и строительства: материалы Междунар. науч.-техн. конф. – Саранск: Изд-во Мордовского ун-та, 2013. – С. 345–349.

145. Шмуклер В.С. Динамические испытания образца-представителя сталежелезобетонного пролетного строения пешеходного моста / В.С. Шмуклер, С.Н. Краснов // Материалы IV Веждународной научно-технической интернет-конференции «Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства» (Секція 3). – Харьков: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2014. – С. 131–138.

146. Шмуклер В.С. Эффективная конструкция пролетного строения моста / В.С. Шмуклер, Е.С. Краснова // Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства: материалы III междунар. науч.-техн. интернет-конф., 15 апр.–15мая 2012 г.: тезисы докл. – Х.: ХНАГХ, 2012. – С. 209 – 211.

147. Шмуклер В.С. Регулювання напружено-деформованого стану прогонової будови мосту спеціального виду / В.С. Шмуклер,

К.С. Краснова // Вісник Національного університету «Львівська Політехніка». – Львів, 2012. – Вип. 742. – С. 238–244.

148. Шмуклер В.С. Испытания пролетного строения пешеходного моста / В.С. Шмуклер, Е.С. Краснова // Дорожная держава. – Санкт-Петербург: Изд-во «Премиум ПРЕСС», 2013. – Вып. 48. – С.46–48.

149. Bezbabicheva O. I. Peculiarities of putting primer when executing waterproofing of reinforced concrete bridge spans/ O. I. Bezbabicheva, K. V. Zhdanyuk // 5-th European Conference of Young Research and Science Workers in Transport and Telecommunications.- Zilina: Slovak Republic, 2003. – 4 p.

150. Cuelho Eli, Evaluating Concrete Bridge / Eli Cuelho, Jerry Stephens, Peter Smolenski, Jeff Johnson // Montana Department of Transportation: Final Report FN WA / MT-06-000/8156-002, June. – 2006. - P. 302.

151. Daniel N. Farhey. Structural Health Monitoring. Instrumentation System Performance for Long-term Bridge Health Monitoring / N. Farhey Daniel // Civil and Environmental Engineering and Engineering Mechanics. – University of Dayton. – Dayton, OH 45469-0243, USA, 2006.

151'. Krasnov S.N. Creation of a new pedestrian bridge structure / S.N. Krasnov, K.S. Krasnova // Collection of scientific works: Innovative Processes and Technologies. Ways of their implementation in automobile, road-building, transport, nature protection and education fields. – Kharkov: KhNAHU, 2013. – P. 250 – 254. (Department of Foreign Languages №1).

152. Desing Criteria Skyway Structures. March 1, 2001, San Francisco – Oakland Bay Bridge East Span Scismic Safety Project, Contract 59A0040.

152'. Matthew D'Ambrosia. Temperature Compresation for Early Age Concrete Testin/ D'Ambrosia Matthew, Lange David // University of Illinois at Urbana – Champiing Illinois Department of Transportation.

153. Prakash Rao D.S. Temperature Distribution and Stresses in Concrete Bridge / D.S. Rao Prakash// American Concrete Institute . ACI Journal, USA, 1986. – V. 83, № 4. – P. 588-596.

154. Shiu K. Ham. Seasonal and Divenal Behanoi of Concrete Box Girder Brides/ K. Ham Shiu// Transportation Research Record, 1984. - №982. – P. 50-56.

155. V. Zhdanuk. Research of thermal influence on waterproofing layer when laying bridge and overbridge pavements using hot asphalt mixes/ V. Zhdanuk, O.Bezbabicheva., N.Rozenfeld., K. Zhdanuk. // Proc.X International Conf.”Durable and save road pavements. Kielce, 11-12 May 2004. –Warszawa, 2004. – P. 525-532.

155'. Shmukler V. The forming of an efficient construction of a pedestrian bridge / V. Shmukler, A. Kislov, E. Krasnova, E. Petrova // Proceedings of the 15th Conference for Lithuania Junior Researchers SCIENCE - FUTURE OF LITHUANIA. – Vilnius, Lithuania, 2012. – P. 250 – 254.

156. V. Zhdanuk. Perspective of basalt fiber materials application in technology of highway bridges waterproofing/ V. Zhdanuk, V. Schevchenko, O. Bezbabicheva. // Traffic effects on structures and environment.– Rajecke Teplice, Slovakia,– 2002. – P. 63–66.

Наукове видання

КОЖУШКО Віталій Петрович
БІЛЬЧЕНКО Анатолій Васильович
КІСЛОВ Олександр Григорович
БЕРЕЖНА Катерина Вікторівна
БЕЗБАБІЧЄВА Ольга Іллівна
БУГАЄВСЬКИЙ Сергій Олександрович
КРАСНОВ Сергій Миколайович
КРАСНОВА Катерина Сергіївна

ПІДВИЩЕННЯ ДОВГОВІЧНОСТІ
АВТОДОРОЖНИХ МОСТІВ

Монографія
За редакцією доктора технічних наук,
професора В.П. Кожушко

**ПРИСВЯЧУЄТЬСЯ 85-РІЧЧУ
ХАРКІВСЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО
АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНЬОГО УНІВЕРСИТЕТУ**
(російською мовою)

Відповідальний за випуск *О.Г. Кіслов*

В авторській редакції