

ГАЖК «УЗБЕКИСТОН ТЕМИР ЙУЛЛАРИ»

**ТАШКЕНТСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА**

Кафедра «Мосты и тоннели»

На правах рукописи

Бражникова Юлия Владимировна

**ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КЕРАМЗТОБЕТОННЫХ
ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ КОМБИНИРОВАННОГО
СЕЧЕНИЯ**

Специальность:

**5А580603 - Эксплуатация мостов и транспортных тоннелей
ДИССЕРТАЦИЯ**

представлена на соискание степени магистра

Диссертация рассмотрена и

рекомендована к защите

зав. кафедрой «М и Т»

доц. Раупов Ч.С.

«__» ____ 2011 г.

Научный руководитель

доц. Раупов Ч.С.

Ташкент - 2011

Содержание

Наименование разделов	Стр.
Введение	
Глава I. Применение конструкций из легкого бетона в транспортных сооружениях	
1.1. Конструкции мостов из легкого бетона	
1.2. Пролетные строения мостов комбинированных сечений	
1.3. Выводы. Цель и задачи исследования	
Глава II. Несущая способность и деформативность керамзитобетонных образцов при осевом растяжении	
2.1. Несущая способность керамзитобетонных образцов при осевом растяжении	
2.2. Деформативность и трещиностойкость керамзитобетонных образцов при осевом растяжении	
2.3. Выводы по главе II	
Глава III. Несущая способность балки пролетного строения мостов комбинированного сечения	
3.1. Основные принципы расчета балки пролетного строения мостов комбинированного сечения	
3.2. Расчет балки пролетного строения мостов комбинированного сечения на ЭВМ	
3.3. Практические предложения и рекомендации по подбору состава и приготовлению керамзитобетонной смеси	
3.4. Выводы по главе III	
Заключение по диссертации	
Литература	

Введение

Актуальность темы. Развитие производства и применение легких бетонов и конструкций являются важнейшей задачей в области капитального строительства, предусмотренной Основными направлениями экономического и социального развития страны. Одним из важнейших направлений технического прогресса в строительстве, имеющим большое народнохозяйственное значение является снижение веса конструкций зданий и сооружений.

Вместе с тем следует отметить, что легкие бетоны в настоящее время применяются преимущественно в ограждающих конструкциях. В районах с сухим жарким климатом несущие конструкции из легких бетонов практически не применяются. Одной из причин сдерживающих широкое применение керамзитобетона в несущих конструкциях в районах с сухим жарким климатом, является недостаточная изученность его прочностных и деформативных свойств.

Доля несущих конструкций в общем, объеме конструкций из легких бетонов /4-6/ составляет не более 20%. Исследования по изучению прочностных и деформативных характеристик керамзитобетона и конструкций из них были проведены в НИИЖБ, МАДИ, ВНИИжелезобетона, ЦНИИСКе, УзЛИТТИ, ТАСИ, ТАДИ, СамГАСИ и в других научно-исследовательских организациях. Результаты этих исследований показали, что легкие бетоны могут быть применены в несущих конструкциях зданий и сооружений различного назначения.

Имеющийся у нас опыт применения легкого бетона в мостостроении относится в основном к автодорожным мостам.

Развитие производства легких бетонов приобретает особое значение для нашей страны в связи с высокой их сейсмичностью. В этих условиях снижение веса отдельных конструкций, а также зданий и сооружений в целом за счет применения легких бетонов может рассматриваться как одна из мер повышения их сейсмостойкости.

Такой строительный материал пользуется большим спросом в Германии, Голландии, Чехии и других странах, где о **керамзитобетоне** говорят как об экологически чистом материале, так как в его состав входят только экологически чистые продукты, а блоки из **керамзитобетона** называют «биоблоками». В Европе **керамзитобетон** используют в 40% строительных объектов.

В США накоплен большой опыт применения высокопрочного легкого бетона на заполнителях типа керамзита для устройства пролетных строений мостов.

Характерной особенностью возводимых в США мостов является применение легкого бетона для конструкции проезжей части, в то время как другие, менее материалоемкие элементы моста выполняются из стали или тяжелого бетона. При этом легкий бетон проезжей части, рассчитанной на весьма интенсивное движение автотранспорта (4 и более тыс. автомобилей в

сутки), на некоторых мостах защищается от истирания слоем бетона на граните, асфальтом, или полимерами. На многих же мостах защитный слой на легкобетонной проезжей части вообще отсутствует. За счет применения легкого бетона достигают значительной экономии в массе (до 30% от массы плиты из тяжелого бетона) и в стоимости (до 4% от общей стоимости моста). После 17 и 35 лет эксплуатации плит проезжей части из легкого бетона на ряде мостов было проведено обследование, которое не выявило случаев разрушения или серьезных дефектов плит, несмотря на применение соли для удаления льда с проезжей части.

На железнодорожной линии Тохоку построен мост, включающий 6 стальных пролетных строений по 62 м длиной и 4 пролета по 40 м на подходах, перекрытых разрезными балками из преднапряженного легкого бетона.

Исследования и опытное строительство мостов в Японии позволило выявить минимальный экономичный пролет – 40 м. Расчет эффективности выполнен для балочных преднапряженных пролетных строений в соответствии с условиями и ценами, существующими в Японии.

В ФРГ проведены обширные исследования легкого бетона, с точки зрения применения его в качестве конструкционного материала. В результате исследований пришли к выводу, что легкий бетон можно применять и для мостовых конструкций, однако необходимо учитывать некоторые его особенности. К таким особенностям относятся меньший модуль упругости, определяющий повышенную деформативность сооружений из легкого бетона, пониженная частота собственных колебаний конструкций из легкого бетона, что необходимо учитывать в динамических расчетах, повышенная усадка и некоторые другие свойства. Для конструкционных легких бетонов в ФРГ был создан прочный пористый заполнитель «Корлин», обладающий к тому же малым водопоглощением. Теперь он используется для конструкционного легкого бетона и в других странах Западной Европы.

Есть примеры сооружения мостов из легкого бетона в ФРГ, Дании, Австралии, Австрии, Швейцарии, Бельгии, Франции и в других странах.

На основании практического опыта применения легкого бетона французские специалисты произвели технико-экономический анализ целесообразности его использования в мостах различных систем и считают, что на технико-экономические показатели при сравнении мостов из тяжелого и легких бетонов влияет много факторов: тип сооружения, доля стоимости фундаментов от стоимости всего сооружения, выигрыш, который может дать снижение массы в уменьшении фундамента, условия производства работ, оборудование, которым располагает строительная фирма, дальность возки пористого заполнителя и некоторые другие обстоятельства.

Во многих районах Республики Узбекистан, где нет месторождений каменных пород, почти повсеместно имеются местные сырьевые ресурсы для производства искусственных пористых заполнителей /3,5/. Широкое использование в таких районах местных искусственных пористых заполнителей взамен природных тяжелых заполнителей, является

определяющим условием для повышения эффективности капитальных вложений в строительство транспортных и других ответственных сооружений.

По объему производства легких бетонов на пористых заполнителях первое место занимают бетоны на основе керамзита. Отличительной особенностью керамзита по сравнению с другими пористыми заполнителями является его относительно высокая прочность при сравнительно меньшей объемной массе.

Невысокая плотность керамзитобетонов является основным преимуществом конструкции из них перед конструкциями из обычного бетона. Их применение обеспечивает значительное сокращение массы сооружений, материалоемкости, транспортно-монтажных расходов и трудовых затрат при сохранении необходимой прочности, капитальности и долговечности.

Применение керамзитобетона в мостостроении взамен обычного позволяет значительно снизить вес конструкций, повысить эксплуатационные качества, уменьшить нагрузки на фундаменты, снизить стоимость строительства мостов и одновременно ускорить их строительство.

Опыт применения керамзитобетонов в мостах в СНГ также достаточно велик: за последние 30 лет построено и успешно эксплуатируется более 100 автодорожных мостов из керамзитобетона на искусственных пористых и природных заполнителях. Вместе с тем сравнение отечественного и зарубежного опыта применения различных керамзитобетонов в мостостроении показывает возможность более широкого использования эффективных высокопрочных пористых заполнителей и бетонов из них в мостостроении.

Несмотря на имеющийся опыт применения керамзитобетонов в мостостроении, а также на выявленный в последнее десятилетие ряд ранее неизвестных положительных свойств их, среди многих инженеров сохраняется недоверие к этому материалу. В частности, в КМК 2.05.03 - 97 «Мосты и трубы», введенном в действие с 1997 г., применение керамзитобетонов для конструкций мостов и труб разрешается только в опытным порядке. Поэтому цель работы - на базе научных исследований показать эффективность применения керамзитобетонов в мостостроении.

Применение керамзитобетонов дает возможность уменьшить суммарный вес конструкции и увеличить размеры монтажных элементов. Тем самым удастся увеличить степень заводской готовности сооружений, которая составляет сейчас не более 40-50%.

Однако ряд вопросов по исследованию легкобетонных элементов и конструкций, в том числе работа их при различных режимах загрузки оставались еще не изученными или мало исследованными. В предлагаемой работе приведены обобщения и анализ результатов и выводов ряда экспериментальных и теоретических исследований, проведенных различными авторами. Это позволило сформулировать ряд предложений и уточнений для нормативных документов по расчету и проектированию

легкобетонных элементов и конструкций.

Вышеизложенное свидетельствует о явной перспективности конструкционных легких бетонов для применения в современных конструктивных системах зданий и инженерных сооружений. В настоящее время это является одной из важнейших задач развития строительного комплекса страны.

Целью диссертационной работы является анализ и обобщение результатов и выводов имеющихся экспериментальных и теоретических исследований по прочности и деформативности керамзитобетона при растяжении для совершенствования проектирования и расчета балок пролетных строений мостов комбинированного сечения из разных материалов и с разными физико-механическими свойствами с применением ЭВМ, а также разработка практических предложений и рекомендаций по подбору состава и приготовлению керамзитобетонной смеси с учетом зарубежного опыта использования этих бетонов в несущих конструкциях транспортного строительства.

В частности, предстоит решать следующие задачи:

1. Анализ и обобщение результатов и выводов имеющихся экспериментальных и теоретических исследований по прочности и деформативности керамзитобетона при растяжении.

2. Проведение численного эксперимента на ЭВМ по определению несущей способности балок пролетного строения мостов комбинированного сечения из разных материалов и с разными физико-механическими свойствами.

3. Уточнение некоторых показателей конструкций, направленных на совершенствование работы балочных пролетных строений, состоящих из модифицированной балки комбинированного сечения.

4. Разработка практических предложений и рекомендаций по подбору состава и приготовлению керамзитобетонной смеси с учетом зарубежного опыта использования этих бетонов в несущих конструкциях транспортного строительства.

Научная новизна работы состоит в получении результатов численного эксперимента по расчету керамзитожелезобетонной балки пролетного строения моста комбинированного сечения на ЭВМ из разных материалов и с разными физико-механическими свойствами.

Практическое значение заключается в том, что в результате проведенных поисковых исследований разработаны практические предложения и рекомендации по подбору состава и приготовлению керамзитобетонной смеси с учетом зарубежного опыта использования этих бетонов в несущих конструкциях транспортного строительства.

Апробация работы. Основное содержание работы докладывалось:

- на научно-технических и научно-методических конференциях ТашИИТа (2009-2011 гг.);

- на метод семинарах кафедры «Мосты и тоннели» ТашИИТ (2009-2011 гг.);

Основное содержание работы отражено в 2 статьях:

Объем работы. Диссертационная работа состоит из введения, трех глав, общих выводов и списка литературы из 88 наименований, из которых 30 зарубежная литература и приложений, работа изложена на страницах, она содержит таблицы и рисунков. Работа выполнена в 2009-2011 гг. на кафедре «Мосты и тоннели» ТашИИТ.

ГЛАВА I. ПРИМЕНЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЛЕГКОГО БЕТОНА В ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЯХ

1.1. Конструкции мостов из легкого бетона

Керамзитобетон с отличными показателями характеристик. Имеющий широкий спектр применения керамзитобетон является разновидностью легких бетонов. Аналогично другим легким бетонам керамзитобетону присущи отличные теплоизоляционные свойства, поэтому его очень часто используют для строительства внутренних стен, перегородок и перекрытий, но при этом его можно использовать и для строительства наружных стен зданий любой этажности, сооружения фундаментов. При этом стоимость керамзитобетона ниже, чем у обычного бетона. Из-за особенностей структуры керамзитобетон способен обеспечить хорошую звукоизоляцию в жилом помещении.

В строительстве нашли широкое применение блоки из керамзитобетона и пазогребневые блоки. Блоки из керамзитобетона отличаются высокими показателями прочности. К тому же сооружения из керамзитобетона хорошего качества характеризуются более высокой влаго- и химической стойкостью, чем простой бетон. В нем отсутствует крупный фракционный наполнитель, поэтому конструкции из него более легкие [1, 7, 9, 11, 13–16, 19, 20, 25–30, 32, 34, 36–57, 63–67, 70–80].

Такой строительный материал пользуется большим спросом в Германии, Голландии, Чехии и других странах, где о керамзитобетоне говорят как об экологически чистом материале, так как в его состав входят только экологически чистые продукты, а блоки из керамзитобетона называют «биоблоками». В Европе керамзитобетон используют в 40% строительных объектов [70–80].

Классификация и области применения бетона. Бетон классифицируют по виду применяемого вяжущего: бетон на неорганических вяжущих (цементные бетоны, гипсобетоны, силикатные бетоны, кислотоупорные БЕТОН, жаростойкие бетоны и др. специальные бетон) и бетон на органических вяжущих (асфальтобетоны, пластбетоны) [35].

Цементные бетон в зависимости от объёмной массы (в кг/м³) подразделяются на особо тяжёлые (более 2500), тяжёлые (от 1800 до 2500), лёгкие (от 500 до 1800) и особо лёгкие (менее 500).

Особо тяжёлые бетоны предназначены для специальных защитных сооружений (от радиоактивных воздействий); они изготавливаются преимущественно на портландцементе и природных или искусственных

заполнителях (магнетит, лимонит, барит, чугунный скрап, обрезки арматуры). Для улучшения защитных свойств от нейтронных излучений в особо тяжёлые бетон обычно вводят добавку карбида бора или др. добавки, содержащие лёгкие элементы - водород, литий, кадмий [35].

Наиболее распространены тяжёлые бетоны, применяемые в железобетонных и бетонных конструкциях промышленных и гражданских зданий, в гидротехнических сооружениях, на строительстве каналов, транспортных и др. сооружений. Особое значение в гидротехническом строительстве приобретает стойкость бетон, подвергающихся воздействию морских и пресных вод и атмосферы. К заполнителям для тяжёлых бетон предъявляются специальные требования по гранулометрическому составу и чистоте. Суровые климатические условия ряда районов Советского Союза привели к необходимости разработки и внедрения методов зимнего бетонирования. В районах с умеренным климатом большое значение имеют процессы ускорения твердения бетон, что достигается применением быстро твердеющих цементов, тепловой обработкой (электропрогрев, пропаривание, автоклавная обработка), введением химических добавок и др. способами. К тяжёлым бетон относится также силикатный бетон, в котором вяжущим является кальциевая известь. Промежуточное положение между тяжёлыми и лёгкими бетон занимает крупнопористый (бес песчаный) бетон, изготавливаемый на плотном крупном заполнителе с поризованным при помощи газо- или пенообразователей цементным камнем.

Лёгкие бетоны изготавливают на гидравлическом вяжущем и пористых искусственных или природных заполнителях. Существует много разновидностей лёгкого бетон; они названы в зависимости от вида примененного заполнителя - вермикулитобетон, керамзитобетон, пемзобетон, перлитобетон, туфобетон и др. По структуре и степени заполнения межзернового пространства цементным камнем лёгкие бетон подразделяются на обычные лёгкие бетон (с полным заполнением межзернового пространства), малопесчаные лёгкие бетон (с частичным заполнением межзернового пространства), крупнопористые лёгкие бетон, изготавливаемые без мелкого заполнителя, и лёгкие бетон с цементным камнем, поризованные при помощи газо- или пенообразователей. По виду вяжущего лёгкие бетон на пористых заполнителях разделяются на цементные, цементно-известковые, известково-шлаковые и силикатные. Рациональная область применения лёгких бетон - наружные стены и покрытия зданий, где требуются низкая теплопроводность и малый вес. Высокопрочный лёгкий бетон используется в несущих конструкциях промышленных и гражданских зданий (в целях уменьшения их собственного веса). К лёгким бетон относятся также конструктивно-теплоизоляционные и конструктивные ячеистые бетоны с объёмной массой от 500 до 1200 кг/м³. По способу образования пористой структуры ячеистые БЕТОН разделяются на газобетоны и пенобетоны, по виду вяжущего - на газо- и пенобетоны, получаемые с применением портландцемента или смешанных вяжущих; на газо- и пеносиликаты, изготавливаемые на основе извести; газо- и

пеношлакобетоны с применением молотых доменных шлаков. При использовании золы вместо кварцевого песка ячеистые БЕТОН называются газо- и пенозолобетонами, газо- и пенозолосиликатами, газо- и пеношлакозоло-бетонами [35].

Особо лёгкие бетоны применяют главным образом как теплоизоляционные материалы. Области применения бетон в современном строительстве постоянно расширяются. В перспективе намечается использование высокопрочных бетон (тяжёлых и лёгких), а также бетон с заданными физико-техническими свойствами: малой усадкой и ползучестью, морозостойкостью, долговечностью, трещиностойкостью, теплопроводностью, жаростойкостью и защитными свойствами от радиоактивных воздействий. Для достижения этого потребуется проведение широкого круга исследований, предусматривающих разработку важнейших теоретических вопросов технологии тяжёлых, лёгких и ячеистых бетон: макро- и микроструктурной теорий прочности бетона с учётом внутренних напряжений и микротрещинообразования, теорий кратковременных и длительных деформаций бетона и др.

В настоящее время в строительстве используют различные виды бетона. Разобраться в их многообразии помогает классификация бетонов. Бетоны классифицируют [35]:

- по средней плотности;
- по виду вяжущего вещества;
- по назначению.

Многие свойства бетона зависят от его плотности, на величину которой влияют плотность цементного камня, вид заполнителя и структура бетонов. По плотности бетоны делят на:

- особо тяжелые с плотностью более 2500 кг/куб. м.;
- тяжелые - 1800...2500;
- легкие - 500... 1800;
- особо легкие - менее 500 кг/куб. м.

Особо тяжелые бетоны готовят на тяжелых заполнителях - стальных опилках или стружках (сталебетон), железной руде (лимонитовый и магнетитовый бетоны) или барите (баритовый бетон).

Тяжелые бетоны с плотностью 2100...2500 кг/куб. м. получают на плотных заполнителях из горных пород (гранит, известняк, диабаз). Облегченный бетон с плотностью 1800...2000 кг/куб. м. получают на щебне из горных пород с плотностью 1600...1900 кг/куб. м.

Легкие бетоны изготавливают на пористых заполнителях (керамзит, аглопорит, вспученный шлак, пемза, туф).

К особо легким бетонам относятся ячеистые бетоны (газобетон, пенобетон), которые получают вспучиванием вяжущего, тонкомолотой добавки и воды с помощью специальных способов, и крупнопористый бетон на легких заполнителях.

Главной составляющей бетона, во многом определяющей его свойства, является вяжущее вещество, по виду которого различают бетоны: цементные,

силикатные, гипсовые, шлакощелочные, полимерцементные и специальные.

Цементные бетоны готовят на различных цементах и наиболее широко применяют в строительстве. Среди них основное место занимают бетоны на цементе (портландцемент) и его разновидностях (около 65% от общего объема производства), успешно используют бетоны на шлакопортландцемента (20...25%) и пуццолановом цементе. К разновидностям цементных бетонов относятся: декоративные бетоны, (на белом и цветных цементах), бетоны для самонапряженных конструкций (на напрягающем цементе), бетоны для специальных целей (на глиноземистом и безусадочном цементах).

Силикатные бетоны готовят на основе извести. Для производства изделий в этом случае применяют автоклавный способ твердения.

Гипсовые бетоны готовят на основе гипса. Гипсовые бетоны применяют для внутренних перегородок, подвесных потолков и элементов отделки зданий. Разновидностью этих бетонов являются гипсоцементные - пуццолановые бетоны, обладающие повышенной водостойкостью. Применение - объемные блоки санузлов, конструкции малоэтажных домов.

Шлакощелочные бетоны делают на молотых шлаках, затворенных щелочными растворами. Эти бетоны еще только начинают применяться в строительстве.

Полимербетоны изготавливают на различных видах полимерного связующего, основу которого составляют смолы (полиэфирные, эпоксидные, карбамидные) или мономеры (фурфуролацетоновый), отверждаемые в бетоне с помощью специальных добавок. Эти бетоны более пригодны для службы в агрессивных средах и особых условиях воздействия (истирание, кавитация).

Полимерцементные бетоны получают на смешанном связующем, состоящем из цемента и полимерного вещества (водорастворимые смолы и латексы).

Специальные бетоны готовят с применением особых вяжущих веществ. Для кислотоупорных и жаростойких бетонов применяют жидкое стекло с кремнефтористым натрием, фосфатное связующее.

В качестве специальных вяжущих используют шлаковые, нефелиновые и стеклощелочные, полученные из отходов промышленности.

Бетоны применяют для различных видов конструкций, как изготавливаемых на заводах сборного железобетона, так возводимых непосредственно на месте эксплуатации (в гидротехническом, дорожном строительстве).

В зависимости от области применения различают[35]:

обычный бетон для железобетонных конструкций (фундаментов, колон, балок перекрытий и мостовых конструкций);

гидротехнический бетон для плотин, шлюзов, облицовки каналов, водопроводно-канализационных сооружений;

бетон для ограждающих конструкций (легкий);

бетон для полов, тротуаров, дорожных и аэродромных покрытий;

бетоны специального назначения (жароупорный, кислотостойкий, для

радиационной защиты).

Общие требования ко всем бетонам и бетонным смесям следующие: до затвердевания бетонные смеси должны легко перемешиваться, транспортироваться, укладываться (обладать подвижностью и удобоукладываемостью), не расслаиваться; бетоны должны иметь определенную скорость твердения в соответствии с заданными сроками распалубки и ввода конструкции в эксплуатацию; расход цемента и стоимость бетона должны быть минимальными.

Бетоны нового поколения. Одна из актуальнейших проблем современного бетоноведения - применение и совершенствование нового поколения бетонов, получивших в мировом научном сообществе название "High Performance Concrete" [35]. Появление таких бетонов открыло новую эру в строительстве. Их уникальные свойства: высокая прочность и коррозионная стойкость, водонепроницаемость и морозостойкость, регулируемая деформативность - позволили реализовать такие строительные проекты, о которых еще сравнительно недавно трудно было даже мечтать. Достаточно упомянуть мост через пролив Акаси в Японии с центральным пролетом в 1990 м, туннель под Ла-Маншем, 125-этажный небоскреб высотой 610 м в Чикаго и т. п. Высококачественные бетоны обеспечивают высокие гарантированные параметры эксплуатационной надежности зданий и сооружений в условиях сложных воздействий окружающей среды и нагрузок, значительно сокращают сроки строительства и уменьшают инвестиционные риски. Все это крайне важно для страховых компаний и других финансовых участников, вовлеченных в процесс современного строительства.

Широкая номенклатура созданных учеными и специалистами эффективных материалов и выявленных технологических приемов позволили в 80-90-х годах с использованием опытных, опытно-промышленных установок и стендов, а также в условиях промышленного производства отработать принципиально новые эффективные технологические схемы получения новых видов бетонов с широким диапазоном эксплуатационных характеристик за счет варьирования в широких пределах вида сырьевых материалов (вяжущих и заполнителей), разновидностей, способа и стадии введения химических модификаторов и активных минеральных добавок, оптимизации состава многокомпонентного бетона и целенаправленного управления технологией.

В российском бетоноведении под высококачественными бетонами понимают легко укладываемые бетоны на гидравлических вяжущих, сочетающие высокие показатели прочностных свойств (классы по прочности на сжатие от В 40 и выше до В 90, что соответствует маркам по прочности М600-М1200 и более) и темпов твердения (прочность в возрасте суток естественного твердения не менее 25-30 МПа) с требуемыми показателями строительно-технических свойств, в том числе [35]:

водонепроницаемость W 12 и выше;

морозостойкость F 400 и выше;

истираемость не более 0,3-0,4 г/см²;

водопоглощение 1-2,5 мас %;

высокая сопротивляемость проникновению хлоридов;

высокая газонепроницаемость;

регулируемые показатели деформативности (в том числе компенсация усадки бетона в возрасте 14-28 сут естественного твердения).

Впервые в отечественной практике строительства были получены и применены высокопрочные и быстротвердеющие бетоны с прочностью на сжатие до 200 МПа, сочетающие высокие показатели морозостойкости (F 1000 и выше) и водонепроницаемости (W 20 и более) со стабильностью объема и повышенной стойкостью к различным агрессивным воздействиям и высокими декоративными свойствами. Разрабатывались данные бетоны специалистами НИИЖБа совместно с привлеченными организациями. В 1985-1998 гг. разработаны [35]:

теоретические основы получения эффективных высококачественных бетонов различного назначения и повышения эксплуатационной надежности путем управляемого структурообразования на всех этапах производства за счет использования композиционных вяжущих веществ, применения комплексных химических модификаторов и активных минеральных компонентов;

полифункциональные химические модификаторы бетона различного назначения (суперпластификаторы, пластификаторы, регуляторы твердения и структуры бетона и др.), оптимизированы составы и условия их применения в зависимости от требуемого технического эффекта и способа введения, в том числе при приготовлении бетонных смесей или на стадии получения композиционных вяжущих;

составы, технология применения широкой гаммы активных минеральных компонентов, в том числе конденсированного микрокремнезема и расширяющих добавок, используемых как при приготовлении бетонных смесей, так и при получении композиционных вяжущих и предназначенных для снижения расхода клинкерного компонента, повышения прочностных характеристик и коррозионной стойкости бетонов, повышения их водостойкости и трещиностойкости, компенсации усадочных деформаций и регулирования процессов структурообразования;

составы и технология получения композиционных вяжущих, предусматривающая механохимическую активацию компонентов в присутствии полифункциональных модификаторов и минеральных добавок с целью придания цементному камню специальных свойств: высокой прочности (от 60 до 120 МПа), ускоренных темпов твердения, высоких показателей по морозостойкости, сульфатостойкости, отсутствия деформаций усадки и др.

Впечатляет перечень объектов, на которых были применены высококачественные бетоны. Так, например, созданы промышленные образцы технологических комплексов, осуществлено опытное и опытно-

промышленное внедрение, а также промышленное освоение различных видов бетонов, в том числе при изготовлении мостовых строений и монолитных конструкций транспортных сооружений из бетонов с повышенными эксплуатационными характеристиками (Московская кольцевая автодорога, транспортный туннель на Кутузовском проспекте, шумозащитные стены автострад и др.), в строительстве торгового комплекса "Смоленский Пассаж", современных офисных зданий (СДМ-Банк), жилых комплексов в Кунцево и Митино, при возведении памятника Петру I (фундаментная плита) и воссоздании горельефов Храма Христа Спасителя из архитектурного бетона, декоративных плитных изделий из высокопрочных бетонов, при производстве сборных железобетонных конструкций специальной и общестроительной номенклатуры по беспропарочной технологии с использованием композиционных вяжущих на заводе ЖБИ-100 (г. Иваново) и промышленном комбинате № 81 (г. Самара), при изготовлении объемно-каркасных модулей для многоэтажных зданий из бетонов с комплексными модификаторами на промышленном комбинате № 55 (Московская обл.). Высококачественные бетоны широко применяются при строительстве монолитных и сборно-монолитных специальных сооружений, покрытий аэродромов, взлетно-посадочных полос, монолитных конструкций стартовых комплексов для космических систем и других специальных объектов [35].

Следует подчеркнуть, что разработанная технология позволяет быстро осуществить диверсификацию производства и перейти на выпуск социально значимой продукции, что позволит обеспечить безопасность зданий и сооружений, повысить их архитектурную выразительность.

За 1985-1998 гг. в строительстве различных гражданских объектов и специальных сооружений с использованием новых бетонов изготовлено и применено более 1 млн. м² железобетонных конструкций и монолитного железобетона.

Экономический эффект разработки ученых определяется снижением материалоемкости, уменьшением энерго- и трудозатрат и применением техногенных отходов, значительным увеличением долговечности, и, как следствие, увеличением срока межремонтной эксплуатации и снижением эксплуатационных расходов, связанных с функционированием зданий и сооружений и с проведением ремонтных работ, что стало возможным благодаря обеспечению высоких, ранее недостижимых показателей эксплуатационной надежности бетона.

Представляется, что начатый рядом российских организаций комплекс работ имеет хорошую ближайшую перспективу. Развитие транспортного строительства, освоение новых месторождений нефти и газа, в том числе на морских шельфах в условиях воздействия соленых вод, волновых и ветровых нагрузок, увеличение объемов использования подземных пространств и строительство подземных "мини-городов", архитектурный железобетон - вот неполный, но весьма характерный перечень рациональных областей применения новых бетонов.

С течением времени все в большей степени возрастает роль архитектуры строительных сооружений, в том числе мостов. Все чаще заказчиков не удовлетворяют чисто утилитарные подходы в проектах сооружений, тем более типовые проекты [66].

Функциональное содержание сооружения направлено, прежде всего, на удовлетворение утилитарных потребностей людей – пересечь реку мостом, преодолеть гору тоннелем, связать места пребывания людей дорогой или улицей. Конструктивное содержание сооружения связано с подбором соответствующих строительных конструкций, материалов и размеров его элементов. Эстетическое содержание сооружения определяется архитектурной формой, причем конструктивная форма, как правило, наделяется определенной выразительностью, без которой немислим архитектурный образ.

К числу основных требований к сооружению следует отнести необходимость достижения высоких потребительских свойств, включая архитектурную их выразительность. Даже в древние времена строители заботились не только о долговечности, но и о красоте сооружений. Известно изречение древнеримского теоретика архитектуры М. Витрувия о том, что "архитектурные сооружения должны обладать тремя качествами: пользой, прочностью и красотой", а итальянский архитектор А. Палладио писал: "Невозможно было бы назвать совершенным здание, хотя бы и полезное, но недолговечное, равно как и такое, которое служит долго, но неудобно, или же то, что имеет одно и другое, но лишено всякой прелести".

Конструкционные легкие бетоны в современном строительстве

Анализ мирового опыта решения актуальных проблем энергоресурсосбережения при строительстве и техническом обслуживании зданий и инженерных сооружений, повышения их надежности, долговечности и безопасности в эксплуатации (в том числе пожарной) показывает, что выходом является комплексное использование легких бетонов нового поколения (от особо легких теплоизоляционных до конструкционных высокопрочных) [1, 7, 9, 11, 13–16, 19, 20, 25–30, 32, 34, 36–57, 63–67, 70–80].

Под понятием "комплексное использование" имеется в виду не только традиционное использование легких бетонов в ограждающих конструкциях, но и в несущих, т. е. полное их использование в конструктивной системе зданий и инженерных сооружений в целом.

Под понятием "легкие бетоны нового поколения" имеется в виду разработанная за последние 10 лет НИИЖБом с участием НИИСФа, МНИИТЭПа и др. организаций номенклатура легких бетонов со структурой, модифицированной различными химическими и минеральными добавками, на эффективных пористых заполнителях новых видов или традиционных видов, но с улучшенными строительными-техническими свойствами. Такая модификация структуры легких бетонов позволила существенно повысить их качественный уровень и, соответственно, повысить их конкурентную

способность в сравнении с другими видами современных строительных материалов.

В частности, модификация структуры конструкционных легких бетонов значительно расширила возможную область их применения за счет следующих основных их преимуществ в сравнении с равнопрочными тяжелыми бетонами на природных плотных заполнителях, установленных в исследованиях НИИЖБа последних лет¹:

- меньшая на 20 - 50 % плотность;

- более высокий (на 0, 1 - 0, 2 R_b) уровень нижней границы области микротрещинообразования бетона R_{crc}^o , соответственно более высокий предел выносливости бетона при действии многократно повторяющихся статических нагрузок сжатия;

- более высокий (на 0, 05 - 0, 15 R_b) уровень верхней границы области микротрещинообразования бетона R_{crc}^v ;

- соответственно более высокий предел длительной прочности бетона;

- выше на 1-5 марок морозостойкость бетона и на 1-3 марки водонепроницаемость;

- ниже в 1, 5-2, 0 раза коэффициент теплопроводности бетона;

- выше на 300-500° С температура службы бетона, выше огнестойкость.

В бывшем СССР была создана производственная база, обеспечивающая почти в полном объеме строительство зданий и инженерных сооружений с комплексным применением легких бетонов (в основном керамзитобетона и шлакопемзобетона). Эта база, к сожалению, существенно сокращенная в годы перестройки, нуждается в настоящее время в ускоренном развитии, в модернизации технологических линий и оборудования. Об актуальности этой задачи как одной из важнейших в развитии строительного комплекса свидетельствует явная перспективность конструкционных легких бетонов для применения в современных конструктивных системах зданий и инженерных сооружений. К этому выводу приводит нижеизлагаемый краткий анализ применения таких бетонов в отечественной и зарубежной практике строительства.

Сборный конструкционный легкий бетон, в том числе преднапряженный. Весьма эффективно применение легкого бетона в сборных большепролетных несущих конструкциях зданий различного назначения, где существенную долю от расчетной нагрузки имеет их собственная масса. Об этом свидетельствует опыт применения в России в 70-80-х гг. следующих видов конструкций промышленных и общественных зданий [66]:

- предварительно напряженные тонкостенные ребристые плиты "на пролет" (3x18 м), панели-оболочки типа "КЖС" пролетом 18, 24 и 36 м из шлакопемзобетона класса по прочности на сжатие В30 для строительства промзданий в Липецке, Череповце;

- "динакоры" - тонкостенные элементы покрытий коробчатого сечения пролетом до 40 м из керамзитобетона класса В30 для общественных зданий

(Москва).

В информационных материалах СЕВ/FIB (в дальнейшем - fib) 2-3 имеется информация об эффективном использовании легких бетонов в достаточно больших объемах в США, странах континентальной Европы, Австралии и др. в сборных конструкциях следующих видов: конструкции вертикальных рам, преднапряженные стропильные фермы, консольные элементы кровли пролетом до 30 м, большепролетные балки, перекрытия, плиты покрытий, крупноразмерные оболочки покрытий различной конфигурации, пролетные строения мостов.

В международном стандарте на конструкционный легкий бетон, разработанном целевой группой "Task Group 8. 1 fib" с участием автора настоящей статьи, нормируются прочностные и деформативные свойства такого бетона класса по прочности на сжатие до LC 88, что соответствует марке бетона M1000 по ГОСТу 25820.

В многочисленных как отечественных, так и зарубежных работах, посвященных анализу применения легкого бетона (4) в сборных крупноразмерных армированных конструкциях, отмечаются как достоинство возможность уменьшения площади сечения и расхода арматуры в сравнении с аналогичными конструкциями из тяжелых бетонов.

При определении эффективности от применения легкого бетона в сборных преднапряженных конструкциях значительное внимание уделяется снижению транспортных расходов, которые здесь являются важным фактором при принятии решения об использовании того или иного вида бетона.

Следует в завершении отметить такие уникальные примеры применения керамзитобетона в сборных конструкциях, как: - забивные сваи, высоконапорные трубы больших диаметров в России, цилиндрические трубы малых диаметров в транспортном строительстве в США; - сборные элементы морских гидротехнических сооружений, в частности сваи-оболочки причальных сооружений и платформы для добычи нефти в северных приливных морях (Канада, Норвегия).

Монолитный конструкционный легкий бетон. Строительство монолитных зданий из легких бетонов высотой преимущественно до 8 этажей получило развитие в СССР с 1927 г. К 80-м гг. в России из монолитного легкого бетона выполнялись и отдельные конструкции, и полностью конструктивные системы зданий и сооружений практически во всех видах строительства. Выполнялись в монолитном варианте различные типы перекрытий, покрытий, рамные конструкции, колонны зданий, лифтовые шахты и даже такие конструкции, как цилиндрические оболочки, диафрагмы и арки [66].

В гражданском строительстве бывшего СССР из монолитного легкого бетона в скользящей или объемно-переставной опалубках возведены 9-16-этажные дома в более чем 30 крупных городах России, Украины, Казахстана, Узбекистана, Таджикистана, Туркмении и Латвии; методом подъема монолитных перекрытий, выполненных из легкого бетона, возведены здания

в Армении, Узбекистане и Таджикистане. Использовался в основном керамзитобетон, шлакопемзобетон, бетон на природных пористых заполнителях классов по прочности на сжатие В3, 5-В25 (марок М50-М300).

Монолитный легкий бетон наиболее широко применялся и применяется в настоящее время в США, Австралии, Японии, Германии, Австрии, Венгрии, Румынии и др. европейских странах. Особенно эффективно монолитный легкий бетон используется при возведении высотных зданий (например, "Australian Square" - в Сиднее, "Picasso Tower" в Мадриде, "Like Point Tower" - в Чикаго, административные здания высотой 218, 222 и 310 м. - в г. Хьюстоне, правительственное здание "Токуо City Hall" в Японии (фото 1). Первый известный авторам крупный нормативный документ - "Указания по применению бетона в высотном строительстве" издан еще в 1963 г. Американским институтом бетона. Сюда вошли рекомендации и по легким бетонам [70–80].

Монолитные перекрытия из легких бетонов классов по прочности на сжатие В15-В30 рекомендованы МГСН 4. 19-05 к применению в высотных зданиях, строящихся и в России (5, 6).

Следует отметить применение монолитного легкого бетона класса В25-В30 в следующих примерах уникальных конструкций и сооружений гражданского назначения США, приведенных в информационных обзорах fib 1999-2000 гг. :

- складчатое оболочечное покрытие здания "Assembly Hall" Иллинойского университета; здесь 24 изогнутых сегментных пластины связаны предварительно напряженной кольцевой балкой диаметром 122 м;

- покрытия из сводов-оболочек, опирающихся на четыре контрфорса, пролетом 18-28 м для терминала аэропорта Кеннеди (Нью-Йорк).

При оценке в вышеуказанных странах эффективности применения монолитного легкого бетона в зданиях, особенно высотных, принимается во внимание не только эффект снижения их массы на 20-30 % с соответствующим снижением нагрузки на основания и возможным существенным сокращением расхода арматуры и расходов на возведение фундаментов. Большое значение для фирм, которые производят и транспортируют легкобетонные смеси, имеет фактор уменьшения их массы на 20-50 %.

Немаловажно отметить, что проектировщики при выборе легкого бетона во многом руководствуются обеспечением безопасности эксплуатации здания, а именно: требованием его пожаростойкости. Исследования, выполненные во многих странах, установили значительное преимущество легкобетонных конструкций в огнестойкости не только в сравнении с металлоконструкциями, но и в сравнении с аналогичными конструкциями из тяжелых бетонов.

Монолитные легкие бетоны эффективны в применении и в промышленном строительстве. Это доказано примерами успешного возведения в скользящей опалубке, например в России, конструкций силосов, элеваторов диаметром более 20 м и высотой более 60 м. Следует особо

отметить эффективность использования монолитных легких бетонов для изготовления конструкций с высокой температурой службы (от 900 до 1200 гр. С): фундаменты коксовых батарей, боровая нагревательных печей на коксохимических и металлургических комбинатах и т. д.

В транспортном строительстве из монолитного легкого бетона выполняют конструкции мостов, покрытия дорог и аэродромов. Эффективность применения легкого бетона в пролетных строениях мостов определяется прежде всего отношением собственного веса этих конструкций к общей расчетной постоянной и временной нагрузкам. Последние 20-30 лет в мировой практике строительства мостов в большинстве стран применяются практически только легкие бетоны.

В последние 5 лет НИИЖБом разработаны и успешно используются в облегченных монолитных и сборно-монолитных несущих каркасах зданий модифицированные конструкционные керамзитобетон и шлакопемзобетон классов по прочности на сжатие от В15 (М КВ. 00) до В40 (М500) включительно при плотности в сухом состоянии $\gamma_0 = 1200 - 1900 \text{ кг/м}^3$ [66]. При этом для густоармированных конструкций используются высокоподвижные (ОК до 25 см) бетонные смеси.

Масса конструкции при замене тяжелого бетона на легкий снижается от 25 до 100 %, т. е. до 2 раз. Характерно, что при этом по прочностным и деформативным характеристикам модифицированные конструкционные легкие бетоны близки к тяжелым бетонам.

Отсюда понятна возможность уменьшения сечения конструкции и снижения расхода арматуры, что и реализуется в современной практике строительства.

Применение модифицированного монолитного конструкционного легкого бетона весьма эффективно при надстройке реконструируемых малоэтажных зданий, в частности 5-этажек, исходя из требований минимизации увеличения нагрузки на существующий фундамент. В настоящее время такой опыт успешно реализуется в Москве. На фото 3 приведен один из примеров возведения такой надстройки из конструкционного модифицированного керамзитобетона. Здесь показано бетонирование предварительно напряженного перекрытия с натяжением прядевой арматуры в построечных условиях.

Последние 2-3 года практикуется также замена в реконструируемых зданиях железобетонных перекрытий, имеющих признаки начавшегося разрушения бетона или коррозии арматуры, на новые - из легких бетонов с целью частичной разгрузки фундаментов.

Легкие бетоны на пористых заполнителях. Легкие бетоны имеют объемную массу менее 1800 кг/м^3 . Их изготавливают на основе быстротвердеющего и обычного портландцементов, а также шлакопортландцемента. Применяют в основном неорганические пористые заполнители [35].

Для теплоизоляционных и некоторых видов конструктивно-теплоизоляционных бетонов используют и органические заполнители из

древесины (арболит), отходов сельскохозяйственных культур, а также из вспученных пластмасс (стиропорбетон).

Неорганические пористые заполнители отличаются большим разнообразием, и в любом экономическом районе страны можно изготавливать наиболее выгодный по технико-экономическим показателям вид заполнителя.

Природные пористые заполнители получают путем дробления и фракционирования пористых горных пород (пемзы, вулканического и известкового туфов и т. п.). Это самые дешевые заполнители, получаемые без участия термической обработки. Шлаковая пемза тоже недорога, получают ее путем вспучивания доменных шлаков.

Искусственные пористые заполнители изготавливают путем обжига вспучивающихся горных пород (керамзит, вспученный перлит, вермикулит). Для аглопорита используют разнообразное минеральное сырье (глинистые и лёссовые породы, золы, топливные шлаки и др.), которое обжигают с добавкой 8-10% измельченного каменного угля в агломерационных установках.

Легкие бетоны из всех видов бетонов отличаются своей универсальностью. Применяя различные виды пористых заполнителей и используя технологические приемы, получают бетоны различного назначения [1, 7, 9, 11, 13–16, 19, 20, 25–30, 32, 34, 36–57, 63–67, 70–80]: теплоизоляционные - объемной массой 500 кг/м^3 и менее; конструктивно-теплоизоляционные, предназначенные для ограждающих конструкций - стен и покрытий зданий, имеющие объемную массу до 1400 кг/м^3 , марки по прочности при сжатии 35-100; конструктивные объемной массой от 1400 до 1800 кг/м^3 , с марками по прочности 150-500 и высокой морозостойкостью (Мрз 100-300).

Качество легкого бетона определяется показателями двух самых важных его свойств: проектной маркой по прочности на сжатие и величиной объемной массы. Например, марка легкого бетона 75/1000 обозначает марку по прочности 75 при объемной массе 1000 кг/м^3 .

Объемная масса легкого бетона слитного (плотного) строения зависит, главным образом, от объемной массы пористого заполнителя. Наивыгоднейшее сочетание показателей объемной массы, теплопроводности и расхода цемента достигается при наибольшем насыщении бетона пористым заполнителем. При этом снижается расход цемента и уменьшается содержание цементного камня, являющегося самой тяжелой составной частью легкого бетона.

Установлены следующие марки конструктивно-теплоизоляционных бетонов по объемной массе в стандартном состоянии (после высушивания при 105°C до постоянной массы): 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1300, 1400. Объемная масса характеризует пористость бетона. Ее увеличение означает снижение пористости бетона, при этом возрастает прочность, но вместе с этим увеличивается теплопроводность.

Прочность легкого бетона подчиняется общей зависимости прочности

искусственного каменного материала от Ц/В и марки цемента, представленной на рисунке 1.12.

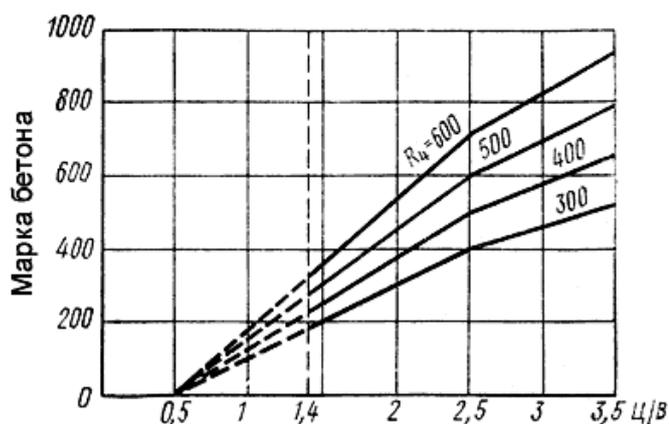


Рис. 1.1. Зависимость прочности бетонов от Ц/В при разных марках цемента [66]

Исследования Н.А.Попова доказали, что на легкие бетоны распространяется зависимость вида $R_{л.б} = A_{л} R_{ц}(Ц/Б=b)$, где R_b - прочность легкого бетона при сжатии; $R_{ц}$ - активность вяжущего; $A_{л}$ и b - опытные параметры, различные для разных видов заполнителя.

В дальнейшем Н.А.Попов упростил формулу и представил ее в следующем виде: $R_b = kR_{ц}(Ц-Ц_0)$, где $Ц$ - расход цемента, $кг/м^3$; k и $Ц_0$ - опытные коэффициенты.

Численные значения опытных коэффициентов, входящих в формулу, изменяются в широких пределах в зависимости от вида применяемых заполнителей. Поэтому рекомендуется пользоваться для определения состава легкого бетона опытным графиком, выражающим приведенную выше зависимость от Ц/В или Ц, применительно к данным материалам.

Установлены следующие проектные марки легкого бетона по прочности на сжатие: 25, 35, 50, 75, 100, 150, 200, 250, 300, 400 и 500. Легкобетонные камни для стен обычно имеют марку 25 и 35. Крупные стеновые панели и блоки изготовляют из легкого бетона марок 50, 75 и 100.

Конструктивные легкие бетоны марок 150-500 получают, применяя портландцемент марок 400-600. Крупным заполнителем служит керамзитовый гравий, аглопоритовый щебень или шлаковая пемза. Заполнитель берут более прочный и, следовательно, более плотный с объемной насыпной массой 600-800 $кг/м^3$. В качестве мелкого заполнителя зачастую применяют кварцевый песок. Расход портландцемента назначается в зависимости от марки по прочности и поэтому колеблется в довольно широких пределах от 250 до 600 $кг/м^3$. Объемная масса конструктивных легких бетонов с кварцевым песком доходит до 1700-1800 $кг/м^3$, но все же она на 600-700 $кг/м^3$ меньше, чем у тяжелого бетона. Поэтому коэффициент конструктивного качества, равный отношению прочности к объемной массе, у легкого бетона выше примерно в 1,4 (при одинаковой прочности). В силу этого конструктивный легкий бетон особенно выгодно применять взамен тяжелого бетона в железобетонных конструкциях больших пролетов (фермы, пролетное строение мостов и т. п.), где особенно эффективно снижение

собственной массы конструкции. Уменьшение нагрузок от собственной массы позволяет сократить расход арматурной стали на 15-30%.

Деформативные свойства легких и тяжелых бетонов сильно различаются. Легкие бетоны на пористых заполнителях более трещиностойки, так как их предельная растяжимость в 2-4 раза выше, чем равнопрочного тяжелого бетона. Однако следует учитывать и такие особенности легких бетонов, как большие усадка и ползучесть по сравнению с тяжелым бетоном.

Теплопроводность легкого бетона зависит в основном от объемной массы и влажности. В таблице 1.1 приведены средние значения коэффициентов теплопроводности бетонов с сорбционной влажностью.

Увеличение влажности бетона на 1% повышает коэффициент теплопроводности на 0,01-0,03 Вт/(м*К). В зависимости от объемной массы и коэффициента теплопроводности толщина наружной стены из легкого бетона может быть от 22 до 50 см.

Долговечность бетона зависит от его морозостойкости. Для ограждающих конструкций обычно применяют легкие бетоны, выдерживающие 15-35 циклов попеременного замораживания и оттаивания [66].

Таблица 1.1

Коэффициенты теплопроводности легких бетонов

Наименование легких бетонов	Коэффициенты теплопроводности в Вт/(м*К) при средней объемной массе бетона, кг/м ³						
	600	800	1000	1200	1400	1600	1800
Керамзитобетон	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Перлитобетон	0,15	0,22	0,28	0,35	0,4	0,45	0,55
Шлакопемзобетон	-	-	-	0,35	0,4	0,5	0,6
Бетон на топливных (котельных) шлаках, аглопоритобетон и бетон на природных пористых заполнителях	-	0,23	0,35	0,45	0,55	0,65	0,75

Однако для стен влажных промышленных помещений, в особенности в районах с суровым климатом, требуются более морозостойкие легкие бетоны. Требования по морозостойкости еще более повышаются, если

конструктивный легкий бетон предназначен для гидротехнических сооружений, мостовых и других конструкций. В этих случаях нужен легкий бетон с марками по морозостойкости Мрз50, Мрз100 и Мрз200.

Для морозостойкого легкого бетона рекомендуется применять портландцемент марок 500 и 600, изготовленный на основе клинкера с умеренным содержанием трехвалентного алюмината (не более 7%). В качестве крупного заполнителя предпочтительны керамзитовый гравий. Его важной характеристикой являются «резервные» поры, не заполняемые водой при обычных условиях. Чем больше объем резервных пор, тем выше морозостойкость керамзита. Вода, насыщающая зерна керамзита, при замерзании расширяется и отжимается в резервные (свободные от воды) поры, не причиняя вреда самому материалу. Объем резервных пор определяется по разности между водопоглощением керамзита под вакуумом и при нормальном давлении. Морозостойкость легкого бетона сильно повышается, если вместо мелкого заполнителя, полученного дроблением керамзитового гравия, применяют обжиговый керамзитовый песок.

Морозостойкость зависит не только от качества цемента и заполнителей, но и от строения бетона. Оно должно быть слитным, при этом цементного теста должно хватить на образование вокруг зерен пористого заполнителя оболочек, которые уменьшают водопоглощение пористого заполнителя в бетоне и увеличивают стойкость бетона. Поэтому для повышения морозостойкости легкого бетона надо принимать расход портландцемента, пользуясь рекомендациями таблицы 1.2 [66].

Таблица 1.2.

Минимальные расходы цемента (на 1 м³ бетона) для приготовления морозостойких легких бетонов

Марка по морозостойкости (число циклов замораживания и оттаивания)	Бетон слитного строения непоризованный		Бетон поризованный	
	неармированный	армированный	неармированный	армированный
15	Не ограничивается			
25	200	250	300	350
50	250	300	350	400
100-150	300	350	Не рекомендуется	

200	350	400	То же
-----	-----	-----	-------

Легкий бетон из данных материалов имеет наибольшую морозостойкость при таком оптимальном количестве воды затворения, при котором применяемый способ уплотнения обеспечивает наиболее компактное размещение зерен твердых составляющих, что отвечает признаку минимального коэффициента выхода. Созданию оптимальной структуры и повышению морозостойкости легкого бетона способствует подбор оптимального расхода воды, а также применение гидрофобизирующих добавок. При замене 5-10% воды затворения битумной эмульсией повышается удобоукладываемость бетонной смеси, уменьшается водоотделение и капиллярное всасывание. Морозостойкость возрастает при введении в бетонную смесь добавки кремнийорганических жидкостей (0,1-0,2% от массы цемента). Применяют также воздухововлекающие добавки: абиетат натрия (0,01%) и канифольное мыло (0,02-0,04%).

Опытные данные показали возможность получения легких бетонов на пористых заполнителях, которые выдерживают 400, 600 и 800 циклов попеременного замораживания и оттаивания, при снижении прочности не более чем на 25%. Возможность получения легких бетонов с высокой морозостойкостью и малой водопроницаемостью значительно расширяет области их применения. Бетоны на пористых заполнителях уже успешно используют в мостостроении, в гидротехническом строительстве и даже в судостроении.

В слабоагрессивных и среднеагрессивных средах легкобетонные конструкции можно применять без специальной защиты при условии, если показатель проницаемости легкого бетона не отличается от соответствующей характеристики тяжелого бетона, эксплуатируемого в данной агрессивной среде. Применение же легких бетонов в сильноагрессивной среде разрешается лишь после опытной проверки.

Легкий бетон для несущих армированных конструкций должен быть плотным, т.е. иметь слитную структуру, при которой межзерновые пустоты крупного заполнителя были бы полностью заполнены цементным раствором. В таком плотном легком бетоне защита арматуры от коррозии не нужна. Вид цемента и добавок для легкого бетона выбирают согласно рекомендациям, принятым для тяжелых бетонов, эксплуатируемых в данных условиях. При этом необходимо нормировать минимальный расход цемента (который несколько выше, чем у тяжелых бетонов) и устанавливать оптимальную дозировку добавок, применяемых для повышения стойкости легкого бетона.

Если плотность защитного слоя легкого бетона недостаточна и он не препятствует прониканию влаги и агрессивных агентов к арматуре, принимают специальные меры по защите арматуры. Закладные металлические детали в конструкциях из легких бетонов защищают от коррозии, например, путем оцинкования.

Водостойкость плотных легких бетонов на цементе существенно не

отличается от водостойкости тяжелых бетонов. Обычно уменьшение прочности легких бетонов от их кратковременного насыщения водой не превышает 15%. В воде легкие бетоны набухают больше, чем равнопрочные тяжелые бетоны.

Водонепроницаемость конструктивных легких бетонов высокая. Керамзитобетон с расходом цемента $300-350 \text{ кг/м}^3$ не пропускает воду даже при давлении 2МПа. Малая водопроницаемость легких бетонов подтверждается долголетней эксплуатацией гидротехнических сооружений в Армении и Грузии, а также испытанием напорных труб. Характерно, что со временем водонепроницаемость легких бетонов повышается.

Применение керамзитобетона в США. В США накоплен большой опыт применения высокопрочного легкого бетона на заполнителях типа керамзита для устройства пролетных строений мостов [70–80].

Так, при строительстве моста через водохранилище в шт. Огайо легкий бетон был использован для настилов длиной 18,3 и 36,3 м. Прочность 280 кг/см^2 (объемный вес 1700 кг/м^3) была достигнута при расходе цемента 470 кг/м^3 . Содержание кварцевого песка в смеси составляло 15–20% (по абсолютному объему) от общего расхода заполнителей. Для улучшения удобоукладываемости легкобетонной смеси в нее вводили воздухововлекающую добавку – винсол, обеспечившую воздухововлечение порядка 6–8%. Применявшийся пористый заполнитель фракции 0–5 мм имел объемный насыпной вес 435 кг/м^3 , а фракции 5–10 мм – 370 кг/м^3 . Водоцементное отношение было принято равным 0,52 (по весу). Легкобетонная смесь имела осадку конуса 6–7 см. При приготовлении ее перемешивали в течение 12 мин. в бетоносмесителе емкостью 3800 л.

Плита проезжей части двухъярусного моста Сан-Франциско – Окленд длиной 626 м, шириной 17,7 м и толщиной 13 см была также выполнена из легкого бетона прочностью 216 кг/см^2 и объемным весом 1630 кг/м^3 .

Из легкого бетона прочностью 350 кг/см^2 и объемным весом 1840 кг/м^3 была изготовлена плита проезжей части длиной 1822 м, шириной 18 м и толщиной 14,3 см трехпролетного висячего моста через пролив Нерроуз в г. Такоме. При строительстве металлического моста Ричмонд-Сан-Рафаэль плита проезжей части была устроена из легкого бетона прочностью 210 кг/см^2 объемным весом 1650 кг/м^3 .

Построенный во Флориде мост через р. Сьюване имеет 4 пролета по 40 м каждый, состоящих из легкобетонных предварительно напряженных балок и монолитных плит шириной 9 м. Объемный вес легкого бетона, выбранный по технико-экономическим соображениям, не превышал 1920 кг/м^3 .

Влияние модификаторов серии МБ на свойства бетонов и бетонных смесей

Прочность и деформативность. Применение модификаторов МБ позволяет получать на обычных материалах (цементе и заполнителях) высокопрочные (классы В45...В60) и сверхвысокопрочные (выше класса В60) бетоны [35].

На рис.1.2 на примере бетона с МБ-01 показан достижимый уровень прочности при сжатии в зависимости от содержания цемента, модификатора и воды.

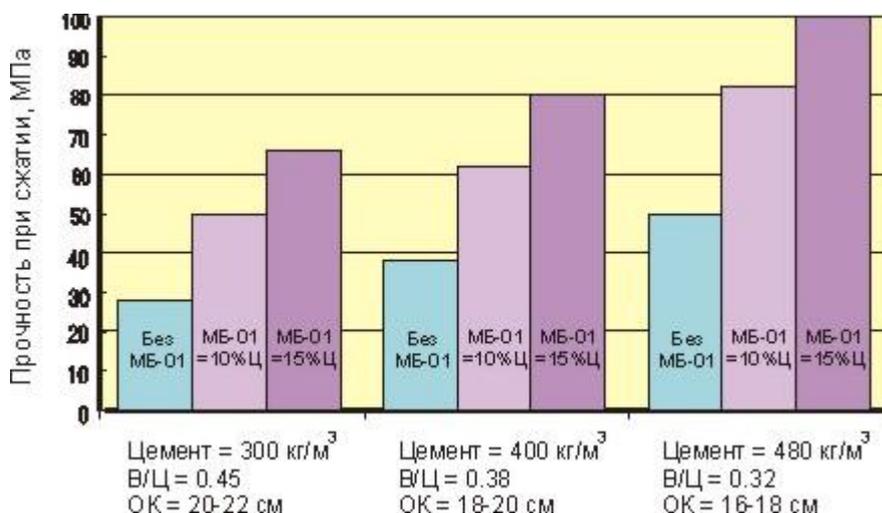


Рис. 1.2. Прочность бетона с МБ-01 при сжатии в 28 суток нормального твердения

Кинетика твердения, естественно, зависит от температуры выдерживания бетона (рис.1.3). Низкая положительная температура (+3...5°C), замедляет кинетику в начальной стадии, но несущественно отражается на «марочной» прочности (в 28 сут.) впоследствии. В условиях нормальной температуры (+20°C) достаточно высокая прочность может быть достигнута в суточном возрасте, что позволяет обеспечить раннюю распалубку и нагружение конструкций. Повышенная температура (+40...42°C) значительно ускоряет твердение, позволяя достигать более высокой ранней прочности бетона [35].



Рис. 1.3. Кинетика твердения бетона с МБ-01 при различных температурах (Цемент = 480 кг/м³; МБ-01 = 48 кг/м³; В/Ц = 0.32)

Кинетика твердения в поздние сроки несущественно отличается от обычных бетонов и может прогнозироваться по аналогии с бетонами, содержащими микрокремнезем, золу-уноса и суперпластификатор [35]. Информация о степени эффективности различных типов модификатора МБ, которая оценивалась по критерию прочности при сжатии бетонов одинакового состава, приведена на рис.1.4 [35].

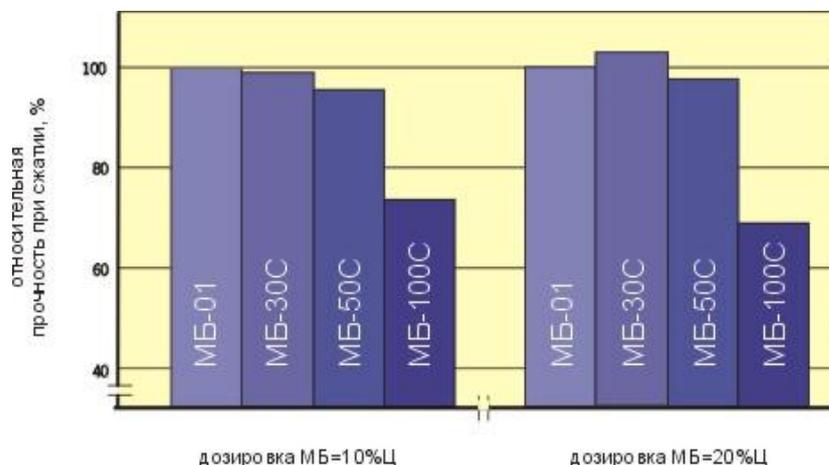


Рис. 1.4. Сравнительная эффективность разных типов модификаторов по влиянию на прочность ($\rho = 350 \text{ кг/м}^3$; $V/\rho = 0.42$; ОК=16-18 см)

Нормативные деформативные характеристики бетонов с МБ классов до В60 (прочность на сжатие до 80 МПа), в том числе усадка и ползучесть, соответствуют действующим СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» и СНиП 2.05.03-84* «Мосты и трубы» [21–23].

Бетоны с МБ классов выше В60 отличаются повышенным модулем упругости и высокими значениями коэффициента призмочной прочности (0.75...0.80). Верхняя граница микротрещинообразования сближается с призмочной прочностью [40–57].

Относительные деформации усадки и ползучести таких бетонов сравнительно небольшие и стабилизируются в возрасте около 70-100 сут. Общая тенденция на примере бетонов с МБ-01 выражена на рис.1.5.

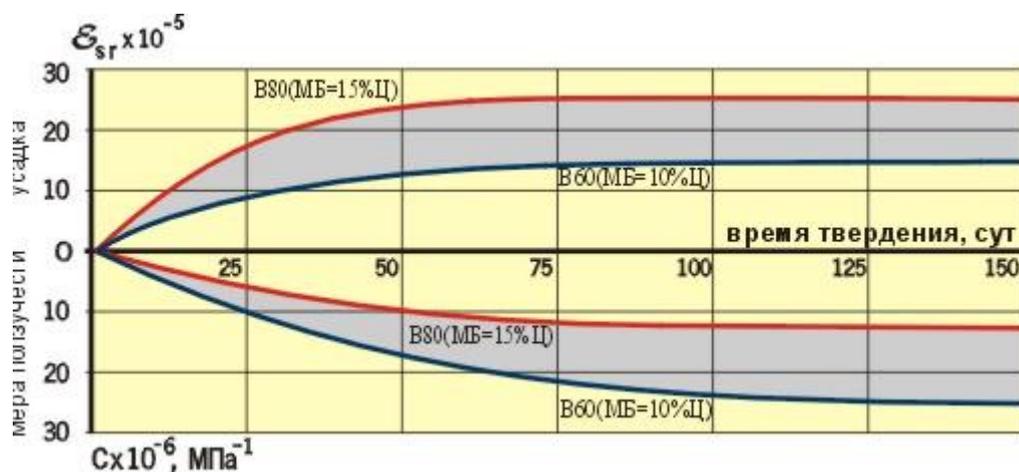


Рис. 1.5. Деформации усадки (ϵ_{sr}) и меры ползучести (C) для бетонов классов В60-В80 с модификатором МБ-01 при $\square/Rb=0.3$

Проницаемость. Бетоны с модификаторами МБ обладают низкой проницаемостью для воды, газов, ионов хлора [35]. Следует отметить, что влияние МБ на структуру цементного камня и проницаемость бетона может прогнозироваться по аналогии с бетоном, содержащим микрокремнезем, золу-уноса и суперпластификатор [35].

Общие тенденции изменения проницаемости на примере бетона с модификатором МБ-01 в зависимости от вида проникающего агента приведены на рис.1.6 [35].

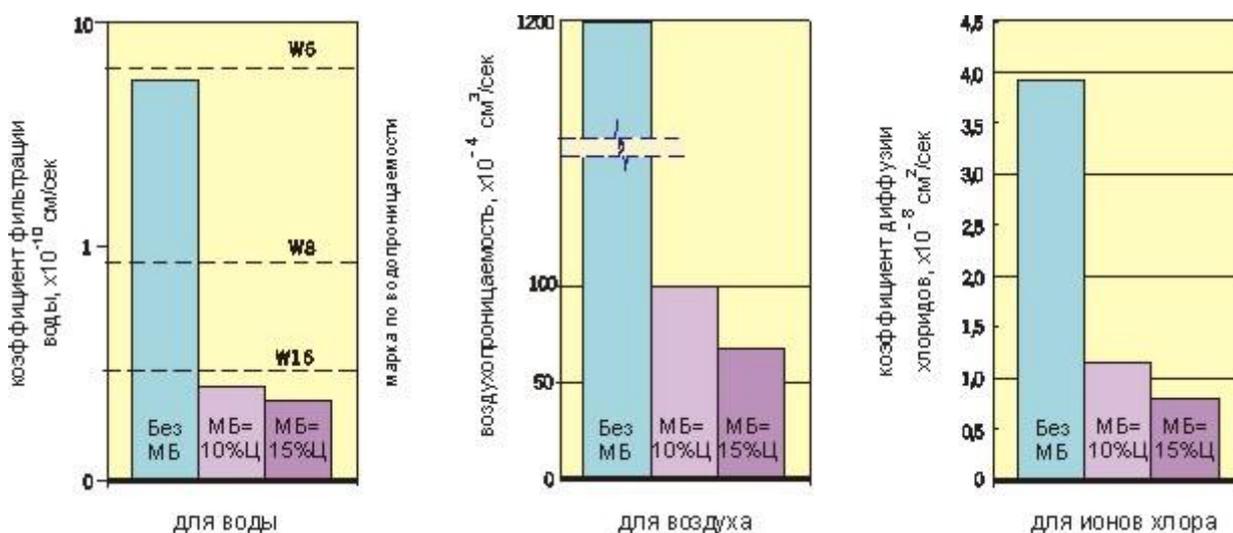


Рис. 1.6. Проницаемость бетонов с МБ-01 (Цемент=400 кг/м³; В/Ц=0.38)

Сравнительная степень эффективности различных типов модификатора МБ по критерию проницаемости бетонов одинакового состава показана на рис.1.7 [8, 52].

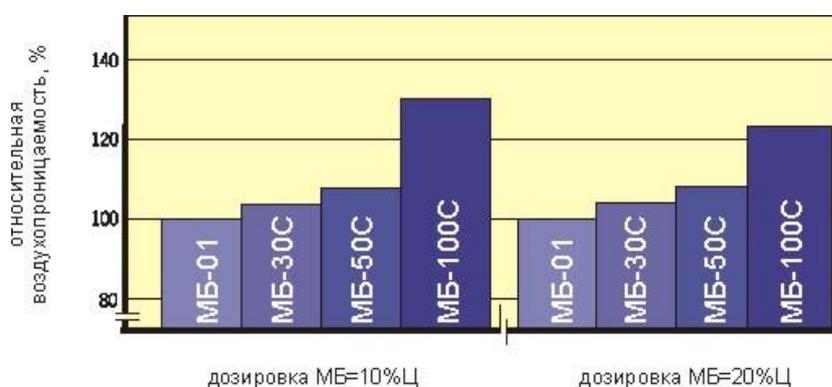


Рис. 1.7. Сравнительная эффективность разных типов модификаторов по влиянию на проницаемость (Ц=350кг/м³; КЭ 30-04=0.5 кг/м³; В/Ц=0.42; ОК=16-18 см)

Сульфатостойкость. Модификаторы бетона типа МБ-01 и МБ-30С,

введенные в состав бетонной смеси, приготовленной на обычном среднеалюми-натном портландцементе, обеспечивают сульфатостойкость бетона на том же уровне, как у бетона, приготовленного на низкоалюминатном (сульфатостойком) портландцементе.

Сравнительная сульфатостойкость на примере бетонов с МБ-01 на обычном портландцементе и бетонов на сульфатостойком и обычном цементе без модификатора приведена на рис.1.8.

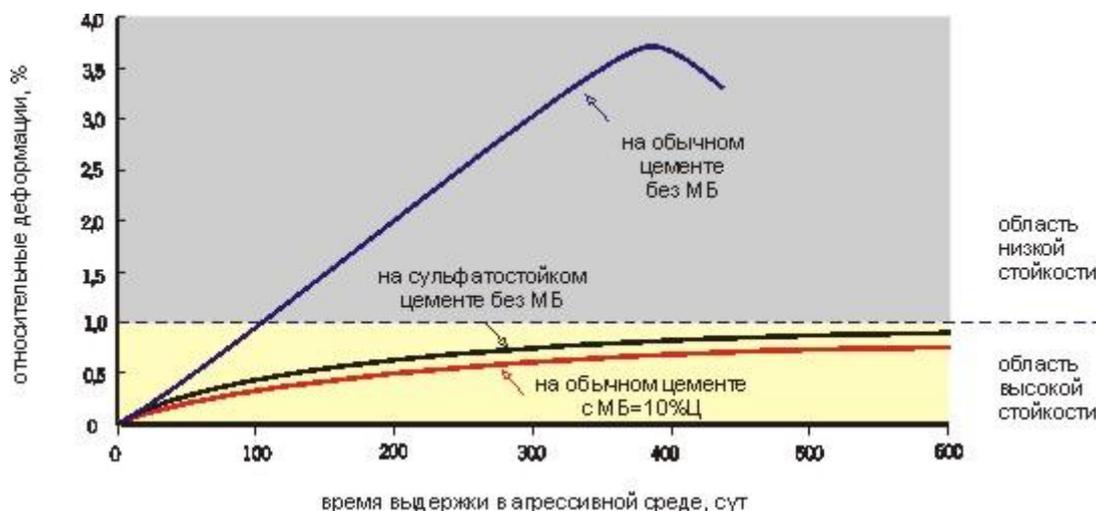


Рис. 1.8. Относительные деформации бетонов при выдерживании в 5%-ном растворе сульфата натрия ($\text{Ц}=350\text{кг/м}^3$; $\text{В/Ц}=0.42$; $\text{ОК}=16-18\text{ см}$)

Стойкость при воздействии растворов кислот. Применение модификаторов МБ-01 или МБ-30С повышает стойкость бетонов в условиях воздействия на них кислых сред. Растворы кислот с $\text{pH} \geq 3.0$, классифицирующиеся как средне- и слабоагрессивные среды по отношению к бетону с маркой по водонепроницаемости W8 (СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии»), являются неагрессивными по отношению к бетону, приготовленному с МБ-01 или МБ-30С и имеющему марку по водонепроницаемости W16 и выше.

Следует отметить, что в ряде случаев при pH агрессивной среды не ниже 3, за счёт применения модифицированных бетонов можно отказаться от так называемой «вторичной» защиты конструкций (оклеечной, обмазочной и прочей изоляции).

В таблице 1.3 приведена информация о степени агрессивности среды по отношению к бетону с МБ-01 в сравнении с «особоплотным» бетоном (марка W8 по СНиП 2.03.11-85) и показана необходимость во «вторичной» защите [45].

Таблица 1.3

рН	Степень агрессивности	Необходимость во «вторичной» защите

	для бетонов марки W8 («особоплотные» по СНиП)	для бетонов марки W16 с МБ-01	для бетонов W8	для бетонов W16 с МБ-01
2.0... ниже 3.0	сильноагрессивная среднеагрессивная слабоагрессивная	среднеагрессивная неагрессивная неагрессивная	да да да	да нет нет
3.0... ниже 3.5				
3.5... ниже 4.0				
ниже 4.0				

Примечание: Степень агрессивности кислой среды по отношению к бетонам распространяется на неорганические кислоты с $pH \geq 2.0$ и органические кислоты с $pH \geq 3.0$. Характеристики бетона: $C=480 \text{ кг/м}^3$; $МБ-01=50 \text{ кг/м}^3$; $V/C=0.32$; $ОК=16-18 \text{ см}$.

Взаимодействие щелочей цемента с кремнеземом заполнителя.

Присутствие модификаторов бетона типа МБ-01, МБ-30С или МБ-50С в составе бетонной смеси препятствует взаимодействию щелочей цемента с реакционноспособным кремнеземом заполнителя. Стойкость модифицированных бетонов к коррозии, связанной с указанным взаимодействием, аналогична стойкости бетонов с микрокремнеземом, золой-уноса и суперпластификатором [35].

Сравнительная степень расширения образцов на примере мелкозернистого бетона с МБ-01, приготовленного на высокощелочном цементе и песке, содержащем реакционноспособный кремнезем, представлена на рис. 1.9

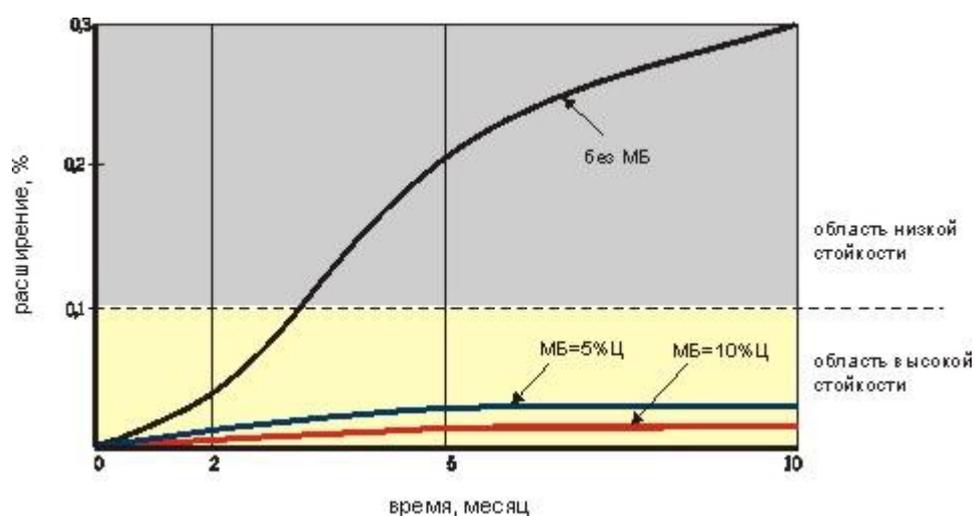


Рис. 1.9. Влияние МБ-01 на расширение образцов-призм, приготовленных на высокощелочном цементе и песке, содержащем реакционноспособный кремнезем ($C=500 \text{ кг/м}^3$; $Na_2O+K_2O=1.0\%$)

Пассивирующая способность по отношению к арматурной стали

При дозировках модификаторов серии МБ не выше 20% от массы цемента бетоны обладают надежной пассивирующей способностью по отношению к стали, что обеспечивает коррозионную стойкость всех видов стальной арматуры без ингибиторов коррозии при относительной влажности газовой среды 65...95% [35].

При дозировках МБ выше 20% от массы цемента надежная пассивирующая способность бетона при той же влажности среды обеспечивается за счет дополнительного введения ингибиторов [35].

Морозостойкость. Бетоны с модификаторами серии МБ без воздуховлекающих или газообразующих добавок обычно имеют марку по морозостойкости на уровне F200-F300.

Однако, с применением МБ возможно получение и более морозостойких бетонов с одновременным обеспечением высокой прочности и непроницаемости [35]. Для получения высокоморозостойких бетонов (с марками по морозостойкости F600-F1000, или F200-F400 для дорожного бетона) следует соблюдать следующие условия:

- применять портландцемент с минеральными добавками в количестве не более 5% (марки Д0 и Д5 по ГОСТ 10178-85);
- назначать дозировку модификатора в количестве 10-11% от массы цемента;
- дополнительно к МБ применять добавки структурообразующего действия (СНВ, ЩСПК, эмульсия КЭ 30-04 и т.д.) с выбором их оптимальных дозировок.

На рис.1.10 приведена тенденция изменения морозостойкости бетонов с МБ-01 класса В60 в зависимости от присутствия в составе бетонной смеси добавок структурообразующего действия [35].

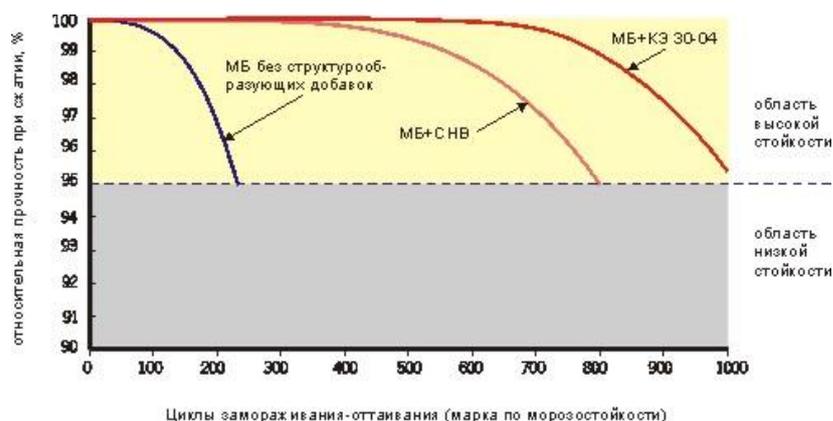


Рис. 1.10. Морозостойкость высокопрочных бетонов с МБ-01 без структурообразующих добавок и с добавками СНВ и КЭ 30-04 (Цемент=480 кг/м³; МБ-01=48 кг/м³; В/Ц=0.32; ОК=18-20 см)

Информация о степени эффективности различных типов модификатора МБ по влиянию на морозостойкость бетонов одинакового состава приведена на рис.1.11 [35].

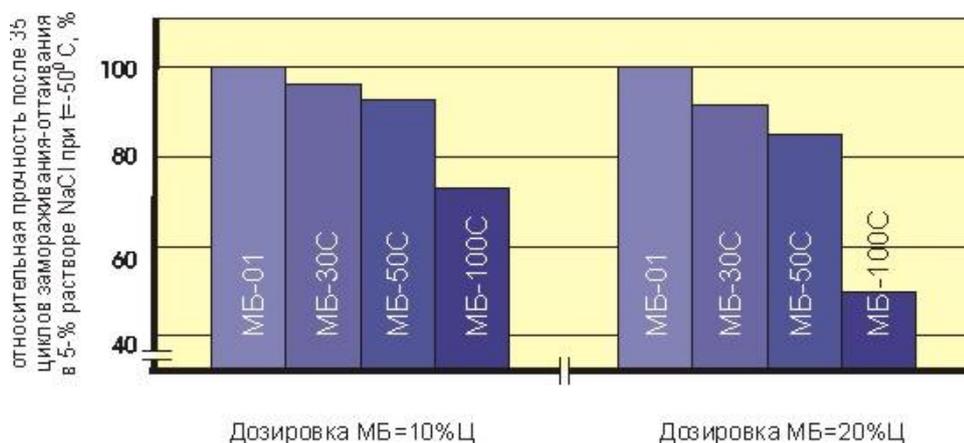


Рис. 1.11. Сравнительная эффективность разных типов модификаторов по влиянию на морозостойкость бетонов ($\rho = 350 \text{ кг/м}^3$; КЭ 30-04=0.5 кг/м^3 ; В/Ц=0.42; ОК=16-18 см)

Кинетика тепловыделения. При проектировании и возведении массивных монолитных конструкций с модулем поверхности (отношением площади поверхности к объему) менее 3 следует учитывать, что кинетика тепловыделения бетонов с МБ отличается от обычных бетонов.

На рис.1.12 приведена общая тенденция изменения температуры при твердении бетонов, которая свидетельствует о том, что максимальная температура саморазогрева бетонов со всеми типами модификаторов серии МБ при твердении в нормальных условиях, как правило, не превышает $+60^\circ\text{C}$. Однако следует учитывать, что общее количество тепла, выделенного бетоном с МБ при его твердении, равно количеству тепла, выделяемого обычным бетоном.

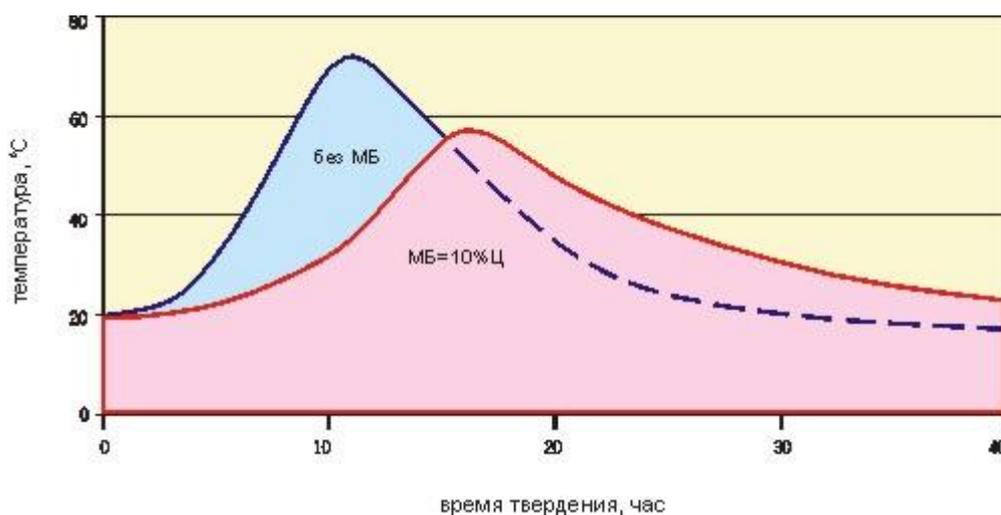


Рис. 1.12. Температура гидратации цементных систем с одинаковым количеством вяжущего (Ц+МБ) при твердении в нормальных условиях ($\rho = 460 \text{ кг/м}^3$; В/(Ц+МБ)=0.4)

Легкий наноструктурированный бетон для мостостроения.

Мостостроение является одной из самых консервативных областей строительной отрасли. Обычно на согласование каких-либо изменений в конструкции моста, касающихся строительных материалов, уходит много лет. Исключением из этого правила стала реконструкция моста через Волгу в районе г. Кимры, которая закончилась в ноябре 2007 года.

Легкий наноструктурированный бетон от НТЦ Прикладных Нанотехнологий. К бетонам, как к основному строительному материалу, в различных проектах предъявляются достаточно разнообразные требования. Но практически всегда проектировщик заинтересован в доступе к конструкционным бетонам с минимальным удельным весом при сохранении или даже развитии несущих способностей деталей, выполненных из такого бетона.

В легких и прочных бетонах и, одновременно, в бетонах с высокой климатостойчивостью (морозостойкостью) заинтересованы проектировщики автодорожных мостов, девелоперы, занятые реконструкцией центров старых городов при повышении этажности и изменении облика зданий, но без замены фундамента, проектировщики высотных зданий и сооружений и т.п.

Задачей создания легкого конструкционного бетона с максимально высокими характеристиками вплотную занялся НТЦ Прикладных Нанотехнологий, начавший экспериментально-исследовательские работы в этой области еще в 1998 году и получивший первый в мире патент на изобретение, связанное с опытами по введению в состав бетона синтетических углеродных наноматериалов фуллероидного типа [35].

Поставленная задача решалась на основе поиска оптимального сочетания в наборе стандартных (цемент, речной песок, щебень) и нестандартных (активированный микрокремнезем, легкий наполнитель, модифицированная базальтовая микрофибра, модифицированные пластификаторы и т.д.) компонентов.

Именно в период активной отработки композиции (2006-2007 гг) в ЗАО «Институт Стройпроект» проводилась работа по корректировке проектной документации по реконструкции моста через р. Волга в г.Кимры и строители столкнулись с острой необходимостью обеспечить выравнивание дорожной плиты (с неравномерностью проседания до 1,5 м) в условиях обязательного повышения судосходности за счет увеличения пролетной части. После сокращения числа опор и вызванного им увеличения длины пролетов, оказалось, что, несмотря на наличие вантовых конструкций, покрытие, выполненное из обычного бетона, чрезвычайно утяжелит конструкцию.



Фото 1.1. Мост через реку Волга в городе Кимры Тверской области

Принятое решение о применении легкого конструкционного бетона с отказом от выполнения утяжеляющей гидроизоляции было экспериментальным шагом, но практически единственным. Применение легкого фибробетона класса В30 с увеличенной прочностью на растяжение позволило снизить собственный вес покрытия более чем на треть.

Покрытие этого моста выполнено из легкого конструкционного фибробетона на основе базальтовой микрофибры, модифицированной нанокластерами углерода.

Этот прецедент способствовал продолжению работ по совершенствованию технологии легкого нанобетона и расширению спектра его использования. Приготовление бетонных смесей на стандартных растворно-бетонных узлах, даже в условиях достаточно высокой технологической дисциплины, характерной для мостоотрядов, не позволяет вводить в смеси более одного-двух дополнительных компонентов. Таким образом, был поставлен вопрос о создании производства комплексных сухих добавок, позволяющих использовать многокомпонентную комплексную добавку в условиях уже стандартных бетонных заводов. Для решения этой задачи была спроектирована и изготовлена специализированная полуавтоматическая линия мощностью до 800 тонн добавок в месяц. Линия была введена в эксплуатацию в 2008 г.

Это позволило перейти к планированию следующих объектов, одним из которых стал реконструируемый мост через реку Вятка. Мост принят в эксплуатацию в 2008 г.



Фото 1.2. Мост через реку Вятка с дорожной плитой из лёгкого наномодифицированного бетона

1.2. Пролетные строения мостов комбинированных сечений

Железобетонные балки и плиты являются основными конструкциями при строительстве зданий и сооружений различного назначения. Разнообразие их конструктивных решений весьма велико. Они отличаются формой поперечных сечений, пролетами, видами армирования и преднапряжения, классами арматуры и бетона и др.

Постоянное совершенствование конструктивных решений железобетонных изгибаемых элементов приводит к повышению их технико-экономических показателей. Этот процесс продолжается и в настоящее время, вскрываются новые резервы для повышения эффективности железобетонных балок и плит. Учитывая огромные объемы их применения в современном строительстве, даже небольшое сокращение расхода материалов, особенно арматурной стали, при совершенствовании конструктивных решений приводит к значительной экономии материальных и денежных затрат [10, 62].

В связи с этим задача дальнейшего развития и повышения эффективности железобетонных балок и плит является весьма актуальной.

В работе [10, 62] разработаны новые типы комбинированных плит перекрытий с применением пространственных тонкостенных сталефибробетонных армирующих элементов и экспериментально исследованы возможность его совместной работы на стыке с пенобетоном, напряженно-деформированное состояние плит с учетом их конструктивных особенностей, линейной и физически нелинейной работы сталефибробетона при различных вариантах загрузки.

Членение пролетного строения на блоки весом до 10 т дает возможность круглогодичного изготовления блоков на заводах железобетонных конструкций и транспортировки их на большие расстояния.

Этому особенно способствует возможность применения одних и тех же

блоков в пролетных строениях мостов пролетом от 40 до 100 ж и более. Навесной способ монтажа пролетных строений является наиболее экономичным по затратам на вспомогательные материалы и сооружения. Навесной способ монтажа почти не зависит от местных условий. Недостаток конструкции и способа производства работ, заключающийся в невозможности монтирования пролетных строений с берегов, является в то же время и достоинством, так как монтаж пролетных строений только от речных опор позволяет производить одновременно сборку нескольких пролетных строений с применением поточно-скоростного метода, что даст значительное сокращение сроков строительства.

Разработка комбинированных конструкций на основе армополимербетона и традиционных материалов – одно из наиболее эффективных и перспективных направлений в создании коррозионностойких конструктивных элементов при реконструкции и усилении зданий и сооружений.

Работа [10, 62] посвящена кругу вопросов, связанных с исследованием особенностей работы комбинированных элементов балочного типа, выполненных из железобетона с обоями из армополимербетона.

При этом особое внимание уделяется реализации возможностей усиления армополимербетоном существующих, т.е. эксплуатируемых железобетонных конструкций зданий и сооружений, находящихся в предаварийном состоянии, либо реконструируемых в связи с необходимостью повышения их несущей способности (в связи установкой более тяжелого технологического оборудования и т.п.). В этом случае возможно обеспечение существенного экономического эффекта от внедрения разработок в связи с проведением реконструкции предприятия без остановки его технологического процесса. Кроме того разработки этого направления соответствуют современной тенденции строительства - реконструировать существующие здания при их модернизации. Реализация работы ориентирована на повышение долговечности, восстановления и усиления силового сопротивления железобетонных конструкций.

Для перекрытия небольших пролетов в автодорожных мостах, которые часто встречаются в орошаемых районах Республики Узбекистан, широкое применение находят пролетные строения с напрягаемой арматурой, изготавливаемые на Куйлюкском заводе МЖБК и перевозятся к месту постройки. Пролетные строения из ряда блоков, умноженных параллельно друг другу и объединенных затем в поперечном направлении для обеспечения совместной их работы.

В большинстве случаев при перекрытии пролетов более 6–8 м конструкциями с ненапрягаемой арматурой и для перекрытий пролетов более 15–18 м с напрягаемой арматурой применяют ребристые балочные пролетные строения, состоящие из главных балок и плиты проезжей части. Обычно конструкция сборных пролетных строений определяется образующими их блоками, назначенными с учетом условий изготовления, транспортирования и монтажа. Применяют на практике различные способы

членения пролетных строений на блоки и различные сочетания этих блоков. Ребристые балки, как известно, предложены к применению исходя из соображения, что в балках прямоугольного сечения самой простой конструкции во всех отношениях, необходимо устранить и удалить неработающую часть сечения и тем самым можно достичь экономии материала в значительной степени. Как известно, во всех изгибаемых элементах, т.е. в конструкциях, работающие на изгиб, верхняя часть сечения сжимается, нижняя растягивается, т.е. нормальные напряжения распределяются по высоте сечения.

Сжимающие усилия в основном воспринимаются бетоном и растягивающее усилие должно быть воспринято таким материалом, которое хорошо работает на растяжение. Это касается любой конструкции, работающей на изгиб. Для рационального использования всех показателей сечения, тем самым получается выгода, сэкономив материальные и другие ресурсы. Особенно в практике мостостроения оно ярко проявляется в сталежелезобетонных конструкциях. Такие пролетные строения компонуют из двух тавровых или коробчатых балок, поверх которых устраивают железобетонную плиту проезжей части. При конструировании пролетных строений обычно стараются обеспечить такие пролеты железобетонной плиты, чтобы ее толщина не превосходила 0.20...0.25 м. Таким образом, в сталежелезобетонных конструкциях пролетных строений балочных разрезных систем получается довольно-таки более рациональная конструкция, можно сказать комбинированного сечения. Такой подход к выбору конструкции даст возможность сэкономить материалы, создает удобные условия для транспортировки и монтажа элементов.

В железобетонных конструкциях, также для достижения вышеотмеченных целей, были разработаны конструкции некоторых типов балок, членные на отдельные блоки после окончательной их сборки получается цельное сечение в комбинациях разных типоразмеров элементов.

Комбинированные цельные сечения несущих конструкций получаются в основном сочетанием элементов по следующим принципам:

- 1) с объединением элементов из разных материалов (сталь–бетон, сталь–железобетон, сталь – древесина);
- 2) с объединением элементов, выполненных из одинакового материала, но с различными физико-механическими свойствами (железобетона разных классов, разных типоразмеров).

Бетонные и железобетонные плиты сильно разгружают верхние пояса металлических балок, сечение их обычно делают значительно меньшим, чем нижних поясов, тем самым представится возможность экономии дорогостоящего материала; пролетное строение в целом получается более жестким; эксплуатационные расходы значительно уменьшаются. Самый главный недостаток для условий Республики Узбекистан, в том числе для условий многих районов Средней Азии, где остро недостает металла, необходимость частичной металлоконструкции и по сравнению с железобетонными конструкциями, значительные затраты на эксплуатацию

сооружений.

Конструкция второй группы, как свойственны любым конструкциям, также обладают определенными достоинствами:

изготовление конструкции упрощается;

транспортировка и монтаж облегчается.

Наряду с этим появляются и некоторые неудобства в технологическом процессе в целом.

В настоящее время при выборе оптимальных величин пролетов при массовом строительстве мостов отдается предпочтение конструкциям сравнительно большой длины, использование которых позволяет снизить затраты труда, материалоемкость и сократить сроки строительства [10, 62].

Вместе с тем, при увеличении длины сборных конструкций возникают некоторые трудности с транспортировкой и монтажом из-за их значительной собственной массы. В целом традиционно применяемые конструкции пролетных строений, безусловно, обладают существенными достоинствами по сравнению с различными другими их типами. Наряду с массовым применением типовых конструкций продолжают исследовательские работы в данной области по совершенствованию конструктивных форм пролетных строений промышленного изготовления, а так же по улучшению теории расчета отдельных элементов и сооружений в целом с учетом работы в различных условиях.

Конструкция мостов. Членение пролетного строения на блоки весом до 10 т дает возможность круглогодичного изготовления блоков на заводах железобетонных конструкций и транспортировки их на большие расстояния [10].

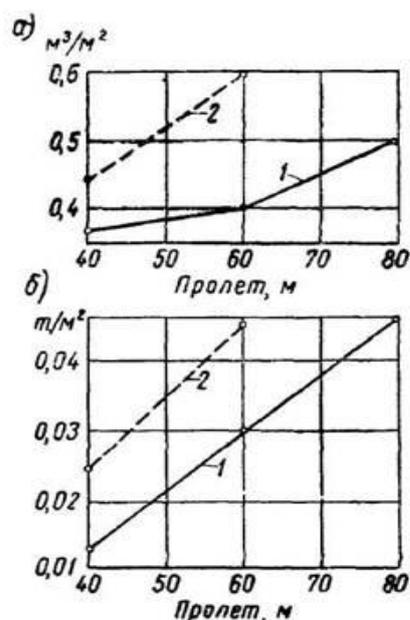


Рис. 1.13. Расход материалов на $1 m^2$ пролетного строения: а–бетон приведенный к М400; б–пучковая арматура; 1–сборные пролетные строения с предварительно напряженной арматурой, предлагаемые СоюздорНИИ для навесной сборки; 2–сборные разрезные балочные пролетные строения с предварительно напряженной арматурой

Этому особенно способствует возможность применения одних и тех же блоков в пролетных строениях мостов пролетом от 40 до 100 ж и более. Предлагаемый в работе [10] навесной способ монтажа пролетных строений является наиболее экономичным по затратам на вспомогательные материалы и сооружения. Навесной способ монтажа почти не зависит от местных условий. Недостаток конструкции и способа производства работ, заключающийся в невозможности монтирования пролетных строений с берегов, является в то же время и достоинством, так как монтаж пролетных строений только от речных опор позволяет производить одновременно сборку нескольких пролетных строений с применением поточно-скоростного метода, что даст значительное сокращение сроков строительства.

Пролетное строение из прокатных балок, залитых в бетон.

На мостах с длиной пролета до 27 м сети железных дорог бывшей ГДР начиная с 1960-х гг. широко применялись стальные пролетные строения из балок коробчатого сечения. Они использовались на магистральных и второстепенных линиях, в основном в городах, для пропуска железнодорожных линий над улицами при уменьшенном вертикальном габарите. Путь на таких мостах имеет малую строительную высоту благодаря непосредственному креплению рельсов к балкам и полезному использованию нижней части габарита приближения в зоне между рельсами [77].

Применение пролетных строений этого типа было также связано с экономической ситуацией того периода, которая не позволяла реализовать известные классические мостостроительные решения.

В то же время эта конструкция имела ряд недостатков:

- высокий уровень шума;
- большие затраты на текущее содержание из-за трудного доступа к элементам конструкции, особенно в опорной части;
- неблагоприятное соотношение между собственной массой и нагрузкой, следствием чего являлись неудовлетворительные колебательные характеристики и низкая демпфирующая способность;
- связанная с малой собственной массой разгрузка концов пролетного строения, в результате чего нарушались условия трехточечного опирания;
- короткий интервал между осмотрами из-за большого числа мест, требующих постоянного контроля (трещины в зоне сварных швов, под ребристыми рельсовыми подкладками, на опорах и т. д.);
- дорогостоящая защита от коррозии;
- ограничение скорости движения поездов (первоначально до 80 км/ч, позднее, по особому разрешению, – до 120 км/ч).

После объединения Государственных железных дорог ФРГ (DB) и бывшей ГДР (DR) на сеть последних было распространено действие Инструкции DS804, которой не предусматривалось использование для пролетных строений стальных коробчатых балок в качестве стандартных.

Ввиду неудовлетворительного технического состояния ряда мостов из коробчатых балок все в большей степени возникала потребность в альтернативных решениях. Здесь возможны два варианта замены [77]:

- на аналогичные конструкции (по согласованию с соответствующими службами);
- на пролетные строения улучшенного типа, но такой же строительной высоты во избежание последующих высоких затрат.

В рамках планового задания по замене стальных пролетных строений коробчатого сечения на магистральной линии Лейпциг – Дрезден (с учетом известных недостатков этой системы) возникла идея технического решения, позволяющего сохранить существующие геометрические параметры.

Исходя из геометрии опор, габарита приближения строений и требования минимальных затрат, разработали пролетное строение такого сечения, которое максимально приближено к сечению стальной коробчатой балки. Эта конструкция, получившая название WIB, представляет собой модифицированные двутавровые прокатные балки, залитые в бетон.

Концепция нового пролетного строения

Для замены двух пролетных строений коробчатого сечения длиной 9,6 и 10,8 м в Радебойле была разработана новая конструкция, представленная на рис. 1.14 и 1.15. Речь идет об однопутном пролетном строении, выполненном из забетонированных прокатных балок двух разных сечений.

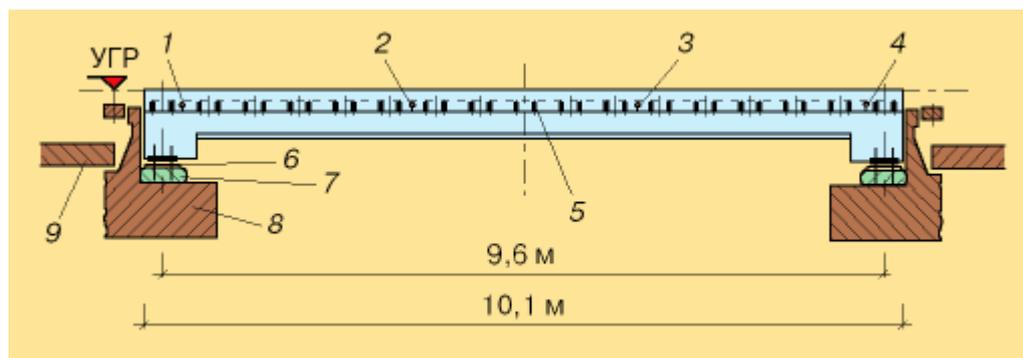


Рис. 1.14. Пролетное строение типа WIB длиной 9,6 м: 1, 2, 3, 4 – анкеры для подъема балки при монтаже одним и двумя кранами; 5– приварные болты для установки рельсовых креплений; 6 – опора из эластомера; 7 – переходная опора; 8 – устой с площадкой для опорной конструкции; 9 – упорная плита [77]

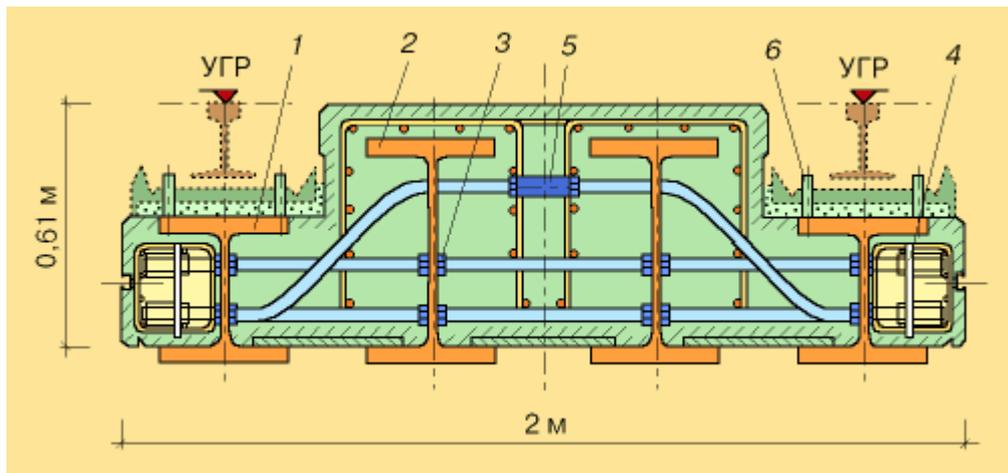


Рис. 1.15. Поперечное сечение пролетного строения: 1 – боковая балка; 2 – центральная балка; 3 – винтовое соединение поперечной арматуры; 4 – анкерная плита; 5 – муфта, соединяющая косые армирующие элементы; 6 – приварные болты [77]

Расположенные по краям две низкие двутавровые балки и находящиеся посередине две высокие образуют статически единое поперечное сечение. Особенность заключается в том, что нагрузки, воздействующие через рельсы на консольную часть сечения, передаются на его центральную зону. Благодаря этому по всему сечению обеспечиваются одинаковые деформации, несмотря на большую разницу в жесткости.

Чтобы обеспечить эффективное действие сечения, большое внимание уделили восприятию продольных сил сдвига между средней и боковыми зонами.

В отличие от первоначально предлагавшейся конструкции WIB на верхние пояса боковых балок бетонное покрытие не наносили. Балки длиной 9,6 м имеют строительную высоту 610 мм, другие, длиной 10,8 м, 700 мм.

Особенности конструкции. Взаимодействие зон в сечении балки обеспечивается усиленным армированием. Поперечная арматура, выполненная на винтовых соединениях, одновременно позволяет с высокой точностью выставить балки в заданном положении. Примененная армирующая система GEWI рассчитана на колебания нагрузки, при которых разница в величине внутренних напряжений может достигать 100 Н/мм^2 [77].

По боковым сторонам поперечного сечения предусмотрены закладные детали в виде стальных полос для последующего монтажа водостоков.

Пролетные строения опираются на устои через поперечные железобетонные балки и эластомерные опоры в соответствии со стандартом DIN 4141/T14. Последние должны быть достаточно жесткими, чтобы поперечные смещения пути не превышали $\pm 1 \text{ мм}$.

Расчеты и критические места. Поперечное сечение пролетного строения рассчитывали на схемы нагрузок по рекомендации МСЖД 71 для определения предельной несущей способности поперечного сечения. Дополнительно рассчитывали консольные части сечения на изгиб,

возникающие перерезывающие силы, а также продольные силы сдвига боковых частей (боковых балок) по отношению к средней.

Взаимодействие сил в сечении было исследовано с помощью моделирования. Полученные данные с достаточным приближением соответствовали результатам классического расчета на изгиб.

Предельный прогиб под поездной нагрузкой не превышал $1/600$, что отвечает предъявляемым требованиям.

Как показали результаты исследований, критической зоной стал переход от боковых балок к средней. Поскольку опыт эксплуатации такой конструкции отсутствовал, были проведены статические и динамические испытания согласно требованиям норм. Необходимые измерения, проведенные по поручению DBAG, показали:

- измеренные значения прогиба под нагрузкой (тепловоз серии 232) с высокой точностью совпали с расчетными;

- установленные по всей ширине поперечного сечения измерительные датчики подтвердили совместную работу всех зон сечения;

- как и ожидалось, прогиб в боковых частях сечения всего на 0,1–0,2 мм больше, чем в средней, причем абсолютное значение составило около 6 мм. Полученные с помощью высокочувствительных измерительных приборов значения разницы прогиба в местах примыкания консолей настолько малы, что говорить о возможном появлении трещин не приходится. Поведение мостовых конструкций с течением времени должно контролироваться с помощью повторяющихся измерений.

Гидроизоляция, защита от коррозии. Ввиду атмосферных воздействий на бетонные поверхности и открытые верхние полки боковых двутавровых балок необходимо было с учетом неизвестного срока службы новой мостовой конструкции найти эффективную систему защиты от коррозии [77].

Для открытых бетонных поверхностей средней части пролетного строения применено сплошное покрытие Sikagard 650S. По всей ширине горизонтальных боковых поверхностей полков двутавров после очистки нанесли толстослойную гидроизоляцию Icosit 277. Дополнительно зоны примыкания боковых частей к средней покрыли гидроизоляцией Sikaflex PRO 3WF, обладающей длительной упругостью. Эта мера предотвращает возможность проникновения влаги в случае образования трещин.

Верхнее строение пути. Для укладки пути потребовалось разработать специальные рельсовые скрепления. С заменой пролетных строений планировалось повысить скорость движения поездов до 160 км/ч и снять ее местные ограничения. Необходимо было укладывать рельсы без шпал, т. е. непосредственно на балку, чтобы путь имел малую строительную высоту.

По местным условиям ни одно из используемых на сети DBAG упругих скреплений не могло быть выбрано. В наибольшей степени всем требованиям отвечало скрепление типа DFF 300 компании Vossloh (рис. 1.16), регулируемое по вертикали и горизонтали. Оно представляет собой модификацию известного скрепления Ioarv 300, разрешенную для ограниченного применения.

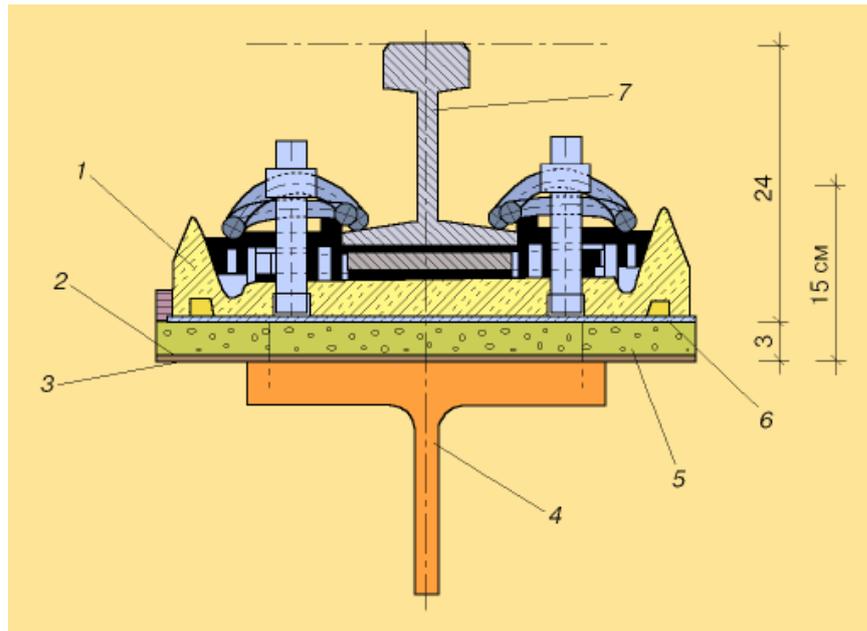


Рис. 1.16. Рельсовое крепление DFF 300: 1– корпус; 2 – слой защитного покрытия Icosit 277; 3 – покрытие Sikaflex PRO 3WF; 4 – двутавровая боковая балка; 5 – заливка КС 330/6; 6 – упругая прокладка с покрытием SIKAFLEX; 7 – рельс [77]

Для того чтобы обеспечить относительные горизонтальные перемещения между рельсом и мостовым пролетным строением, применены клеммные натяжные зажимы типа Srk 15B, позволяющие регулировать сопротивление продольному сдвигу.

Дополнительную упругость система приобретает благодаря применению заливочного материала КС 330/6 под рельсовым креплением. Другое преимущество принятого крепления заключается в возможности поперечного ступенчатого регулирования в пределах ± 12 мм. Это позволяет в ограниченных пределах располагать мосты в кривых без изменения опорных точек.

Корпуса креплений устанавливаются на верхние полки боковых балок, где в опорных точках для них приварены болты М24 в соответствии со стандартом DIN 32500/Т1.



Рис. 1.17. Смонтированное пролетное строение [77]

Во избежание повреждений торцов пролетного строения свисающими сцепками вагонов по его обоим концам установлены наклонные металлические листы, как видно на рис. 1.17.

Снижению амплитуды волны, возникающей в конструкции пути впереди идущего поезда, а также уменьшению просадки в зоне забутовки с обратной стороны устоев способствовала укладка железобетонных упорных плит размерам 5г3г0,3 м (см. рис. 1) на уплотненное земляное полотно.

Практическая реализация. В рамках мероприятий по текущему содержанию пути в Радебойле новые пролетные строения были применены в шести случаях, причем одно из них – длиной 10,8 м уложено в кривой радиусом 3800 м, а остальные – длиной 9,6 м – в прямых.

Небольшая строительная высота балок позволила во всех случаях свести к минимуму объем дополнительных работ. Примыкающие конструкции, например, опоры пешеходных дорожек, удалось полностью сохранить. Дополнительные работы потребовались только в точках опирания пролета и в зоне забутовки обратной стороны устоев (укладка упорных плит).

Демонтаж старых пролетных строений и монтаж новых осуществлялся железнодорожными подъемными кранами в согласованные окна. Изготовление и монтаж мостовых конструкций были поручены компании Bahnbau.

Применение пролетных строений типа WIB, имеющих значительно более высокую собственную массу (в 2,5–3 раза) по сравнению с прежними стальными коробчатого сечения, обеспечивает следующие преимущества:

- улучшенные демпфирующие свойства пролетных строений;
- повышенную безопасность, обусловленную необходимостью предварительного подтверждения несущей способности опорных конструкций;
- улучшенные условия опирания;
- более низкие расходы на защиту от коррозии;
- повышенную скорость движения поездов (снимается ограничение скорости до 120 км/ч). Для пропуска поездов по мостам с новыми пролетными строениями со скоростью, превышающей установленные 160 км/ч, в каждом конкретном случае требуется особое разрешение;
- значительное снижение уровня шума.

Система с тройным гашением колебаний (упругие рельсовые скрепления – прокладки в местах опирания рельсов – эластомерные опоры на устоях) по поручению DBAG была испытана Экологическим центром железных дорог в Лейпциге. Измерения уровня шума проводились на одной из улиц Лейпцига. Анализ результатов показал, что снижение уровня шума на удалении 1 м составило 15 дБ, а на удалении 25 м – еще 9 дБ.

Для доказательства эксплуатационной надежности проводят пробное нагружение пролетного строения перед приемкой. В эксплуатации испытания выполняют с интервалом в 2 года.

Анализ опыта замены пролетных строений показал, что они могут широко использоваться на сети в рамках плановых работ по текущему содержанию. По мнению специалистов, возможно дальнейшее увеличение длины таких пролетных строений при неизменной высоте сечения, которое может быть модифицировано. Кроме того, новые мостовые конструкции можно использовать повсеместно на путях, предназначенных для маневровых операций. Возможность замены существующих пролетных строений новыми прежних размеров минимизирует затраты на проектные работы и согласования, поскольку не требуется участие сторонних организаций (например, дорожно-строительных).

При проектировании новых линий или модернизации существующих сохраняется возможность использования стандартных решений, поэтому рассматриваемая альтернатива вряд ли здесь найдет применение. Пролетное строение типа WIB, применяемое как временное решение, во многих случаях, особенно в условиях городской застройки, может использоваться как постоянное. Оно позволяет исключить часть важных высокочрезвычайно затратных факторов, таких, как понижение уровня автомобильных дорог или перекладка коммуникаций. Решение об использовании технологии WIB принимается отдельно для каждого случая с учетом общей транспортной концепции и местных условий.

Особенности проектирования составных конструкций

Материалы. Составные конструкции проектируют с соблюдением требований главы СНиП [22, 23].

Для блоков пролетных строений применяют тяжелый бетон марки по прочности на сжатие не менее 400 или керамзитобетон марки не менее 300.

В сборно-монолитных конструкциях пролетных строений или сборных с отделенной плитой проезжей части для элементов плиты проезжей части и диафрагм допускается тяжелый бетон марки не менее 300 и керамзитобетон марки не менее 200 [77].

Для блоков составных опор применяют тяжелый бетон марки не менее 300, а для элементов опор, расположенных выше горизонта ледохода, - керамзитобетон марки не менее 200.

Для заполнения швов между блоками применяют бетон или раствор прочностью не менее прочности бетона блоков, а для клееных стыков - специальные материалы (см. разделы 5 и 6).

Примечания. 1. При применении для блоков пролетных строений бетона марки более 400 для омоноличивания продольных швов между балками допускается бетон марки 400, если по расчету не требуется большей прочности.

Допускается в одной и той же конструкции (балке, ригеле) применять блоки из бетонов разной прочности.

В качестве напрягаемой арматуры используют [77]:

а) семипроволочные арматурные пряди диаметром 15 мм по ГОСТ

13840-68;

б) холоднотянутую стальную круглую углеродистую проволоку по ГОСТ 7348-63;

в) стальные канаты в соответствии с ВСН 71-70 Минтрансстроя.

Пучки, располагаемые в открытых каналах, должны выполняться из арматурной проволоки с цинковым покрытием по ГОСТ 7372-66*.

Стали и другие материалы, используемые для изготовления анкеров, приведены в разд. 7.

Для омоноличивания напрягаемой арматуры, расположенной в открытых каналах, применяют бетон или раствор на гидрофобном цементе или с пластифицирующими газоввлекающими или газообразующими добавками, повышающими пластичность смеси и улучшающими структуру бетона (раствора). Бетон (раствор) должен иметь марку по прочности на сжатие не менее 300, марку по водонепроницаемости В-8 (ГОСТ 4800-59 «Бетон гидротехнический. Методы испытания бетона») и $V/C \leq 0,40$. Заполнитель для бетона омоноличивания применяют крупностью не более 20 мм.

Для омоноличивания напрягаемой арматуры, расположенной в закрытых каналах, используют цементное тесто или цементный раствор (см. разд. 8).

Принципы проектирования. Составные конструкции проектируют исходя из условий изготовления блоков на стационарных предприятиях (завод, полигон) или на стройплощадке в инвентарной опалубке, при строгом соблюдении допусков в размерах блоков и других требований настоящих «Технических указаний» [77].

Место укрупнительной сборки (на заводе, стройплощадке или в пролете) назначают в зависимости от местных условий на основе технико-экономического анализа разных вариантов организации работ.

Разрезные балочные пролетные строения из предварительно собранных балок монтируют теми же способами, что и пролетные строения из цельнопролетных балок. Пролетные строения мостов других систем монтируют: навесным (рис. 1.18) или полунавесным способами, путем продольной подвижки (рис. 1.19), а также путем сборки на инвентарных передвижных (рис. 1.20) или стационарных подмостях.

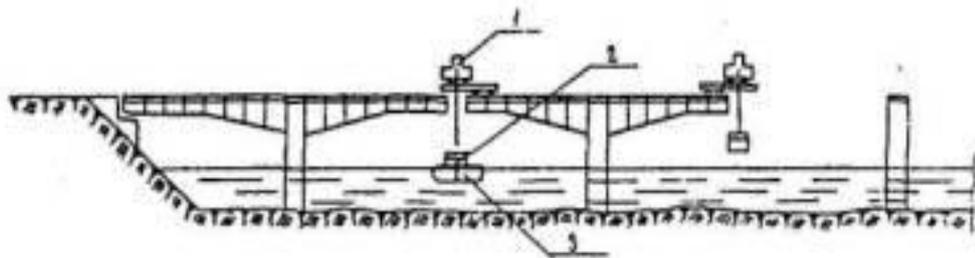


Рис. 1.18. Схема навесной уравновешенной сборки: 1-монтажный кран; 2-блок; 3-понтон или другое транспортное средство [77]

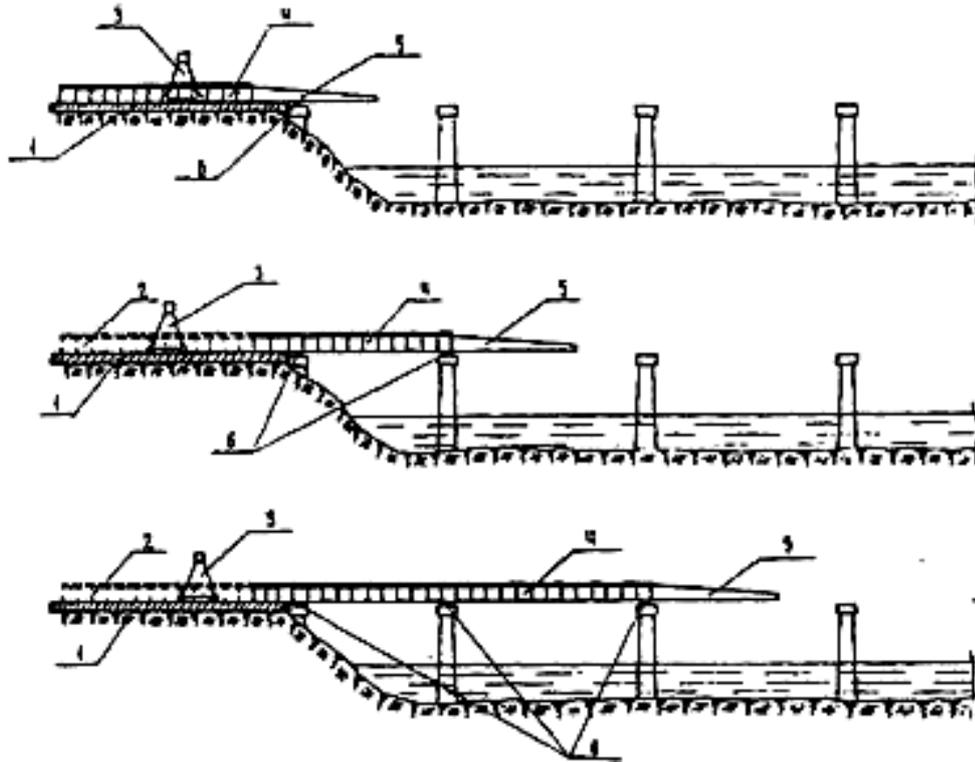


Рис. 1.19. Последовательность сборки и продольной надвигки пролетного строения: 1- сборочный стенд; 2-блоки; 3-монтажный кран; 4-собранный часть пролетного строения; 5- аванбек; 6-накаточные устройства [77]

Способ монтажа назначают в зависимости от местных условий на основе технико-экономического анализа, при этом учитывают, что пролетные строения, монтируемые методом продольной надвигки, должны располагаться на прямом участке профиля или вертикальной кривой одного радиуса.

Балочные неразрезные пролетные строения с пролетами 33 и 42 м при небольшом количестве пролетов монтируют, как правило, методом продольной надвигки, а при большом количестве пролетов (7-8 и более) - на перемещающихся подмостях.

Пролетные строения с пролетами 63 м и более балочных неразрезных и рамно-консольных мостов, как правило, монтируют уравновешенным навесным способом.

Пролетные строения, монтируемые методом продольной надвигки, проектируют постоянной высоты по длине пролета, а монтируемые навесным способом, как правило, переменной высоты.

Конструкцию, разбивку пролетных строений и опор на блоки и способ их монтажа назначают так, чтобы размеры сечений бетона и арматуры определялись расчетными усилиями от эксплуатационных нагрузок. Назначение размеров сечений по расчетным усилиям от монтажных нагрузок допускают лишь при условии соответствующего технико-экономического обоснования.

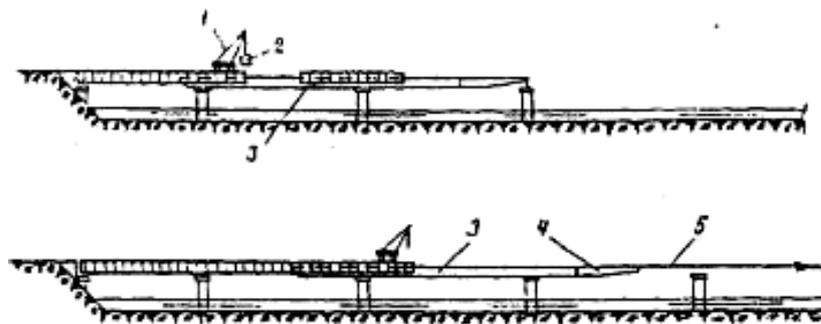


Рис. 1.20. Последовательность сборки на инвентарных передвижных подмостях:
1-монтажный кран; 2-блок; 3-передвижные подмости; 4-аванбек; 5-тяговый канат [77]

Составные балки объединяют между собой (в поперечном направлении) теми же способами и средствами, что и цельнопролетные.

Блоки пролетных строений и опор, особенно заводского изготовления, должны быть полностью или частично типизированы таким образом, чтобы для серии конструкций их изготовление, укрупнительная сборка и монтаж осуществлялись с применением одного и того же технологического оборудования.

В мостах консольных систем блоки, равноудаленные от концов консоли, следует проектировать так, чтобы они были одинаковыми при любой величине пролета.

При заводском изготовлении конструкций блоки коробчатого сечения с консолями следует проектировать так, чтобы из них можно было собирать мосты с различными габаритами, изменяя только длину консолей блоков.

Габаритные размеры блоков типовых конструкций (или повторного применения) и их вес назначают из условий возможности перевозки и перегрузки блоков с одного вида транспорта на другой средствами общего назначения.

Форму блоков принимают из условия изготовления их в инвентарной опалубке, состоящей из ограниченного количества щитов длиной на весь блок. Форму и местоположение выступов и утолщений в блоках при необходимости их устройства выбирают такими, чтобы они не затрудняли распалубку.

В конструкциях с нижней арматурой, расположенной в открытых каналах, часть блоков коробчатого сечения должна иметь в плите окна для подачи внутрь коробок бетона омоноличивания.

Блоки конструкций с напрягаемой арматурой из стальных канатов должны иметь полукруглые или очерченные по кривой переменного радиуса выступы для анкерования петель канатов.

Примечания. 1. При расположении напрягаемой арматуры под тротуарами применение тротуарных блоков с вкладными плитами не допускается.

При расположении напрягаемой арматуры в верхнем поясе устройство трамвайного пути на балласте не рекомендуется.

Составные конструкции с клееными стыками проектируют по

возможности такими, чтобы они были способны: нести монтажные нагрузки при неотвержденном клее и допускать обжатие клеевого шва путем натяжения части рабочей арматуры.

При проектировании составных конструкций должны быть предусмотрены: фиксаторы, установочные и монтажные приспособления, реперы и марки.

Установочные и монтажные приспособления рассчитывают на усилия, действующие в процессе монтажа. Как правило, установочные и монтажные приспособления используют многократно и после окончания монтажа полностью или частично удаляют.

Примечания. 1. Фиксаторы-устройства, предназначенные для обеспечения с заданной точностью правильного положения опалубки или блоков при изготовлении или взаимного положения смежных блоков при монтаже (укрупнительной сборке).

Установочные приспособления-устройства, предназначенные для облегчения установки блоков и элементов опалубки в проектное положение с заданной точностью.

Монтажные приспособления - устройства, предназначенные для захвата блоков, закрепления блоков в проектное положение до момента полного или частичного натяжения арматурных элементов; обжатия стыков на время отверждения клея или раствора в стыках; закрепления подкрановых путей и анкерования монтажного крана.

Реперы и марки-устройства, предназначенные для контроля: правильности положения блоков в процессе монтажа (укрупнительной сборки).

Функцию фиксаторов, установочных и монтажных приспособлений может выполнять одно устройство, соответственно запроектированное.

Применения для крепления фиксаторов, установочных и монтажных приспособлений стальных закладных частей следует избегать.

Непосредственное сопряжение (в упор) стальных закладных деталей в стыке не допускается.

В блоках пролетных строений с клееными и сухими стыками для обеспечения правильного положения их в конструкции и фиксации положения при «наводке» следует устраивать железобетонные фиксаторы в плите проезжей части и в стенках блока (рис. 1.21) [77].

В блоках, примыкающих к опоре, предусматривают специальные марки, необходимые для точной установки этих блоков в плане и профиле.

Конструкция верха опор и надпорных блоков должна обеспечивать простое и безопасное выполнение всех операций, связанных с монтажом конструкции и их установкой на опорные части (установка, временная заделка, в случае необходимости, и освобождение опорных частей, регулировка положения монтируемых консолей и другие работы).

Отверстия в блоках главных балок или монтажные петли, служащие для крепления захватных приспособлений, располагают так, чтобы блок, подаваемый на монтаж, не имел больших перекосов.

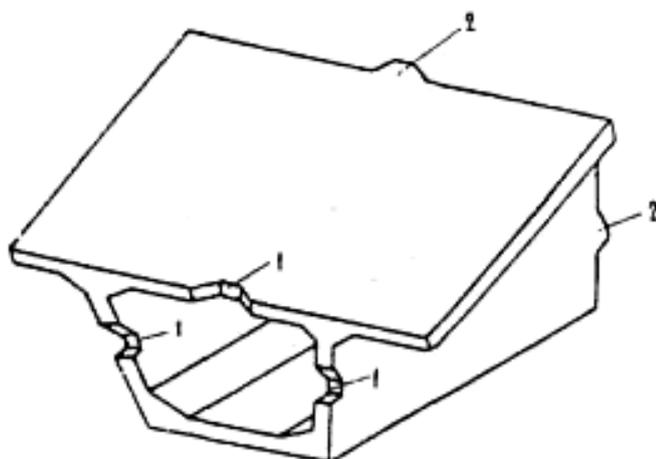


Рис. 1.21. Общий вид блока с железобетонными фиксаторами: 1-гнездо; 2- шип [77]

Для установки блока в необходимое положение следует применять специальные траверсы, позволяющие менять положение точки подвески блока и его положение в пространстве.

Поверхности блоков, на которые в дальнейшем будут укладывать бетон омоноличивания пучков, устраивают шероховатыми; это указывают в опалубочных чертежах блоков.

Армирование и анкеровка. В качестве напрягаемой арматуры применяют:

- пучки из 7, 12 и 19 семипроволочных прядей диаметром 15 мм с конусными анкерами;
- пучки из 24, 36 и 65 проволок диаметром 6 мм с высаженными на концах головками;
- щучки из 24 отдельных проволок диаметром 5 мм с конусными анкерами (рис.1.22).

Допускается применять стальные канаты с анкерами стаканного типа или заанкериваемые петлей, огибающей выступ в плите блока.

Примечания. 1. Допускается применять пучки из большего числа прядей или проволок, а также из проволок или прядей большего диаметра при условии всесторонней экспериментальной проверки прочности и деформативности анкеров.

Допускается использовать анкера для закрепления пучков из меньшего количества прядей или проволок при условии симметричного их расположения относительно оси анкера.

В пучках из проволок с высаженными головками один анкер должен быть сборным.

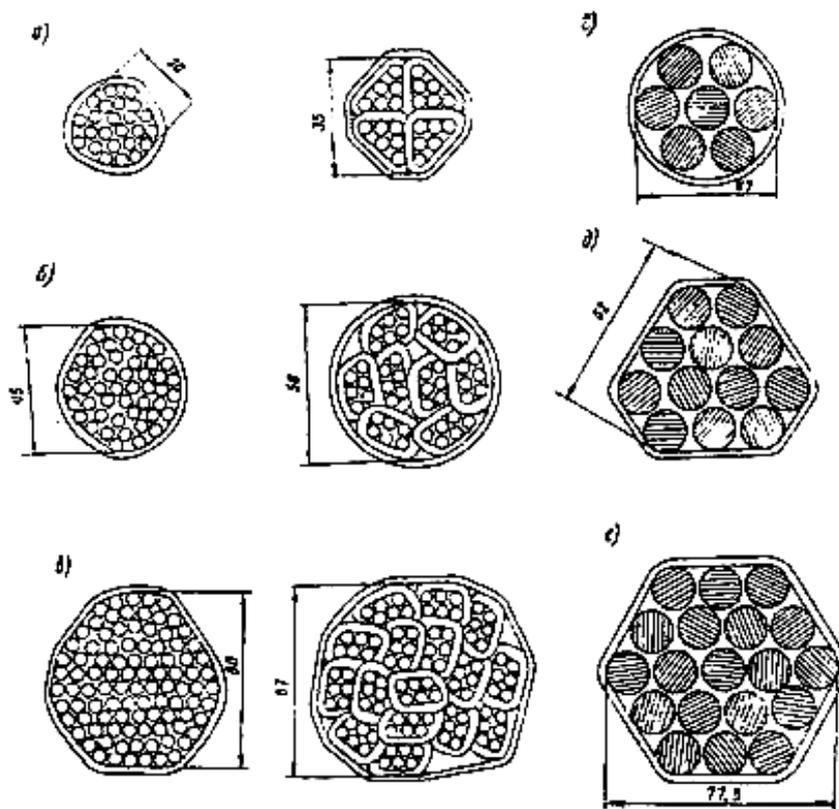


Рис. 1.22. Поперечное сечение пучков из проволок и прядей:
 а - из 24 проволок Æ 5 мм; б - из 36 проволок Æ 6 мм или 48 проволок Æ 5 мм; в - из 65
 проволок Æ 6 мм или 86 прополок Æ 5 мм; г - из 7 прядей Æ 15 мм; д - из 12 прядей Æ 15
 мм; е - из 19 прядей Æ 15 мм [77]

Напрягаемую проволочную и прядевую арматуру располагают, как правило, в закрытых каналах с минимальным увеличением бетонного сечения для их размещения и максимальным использованием рабочей арматуры в качестве монтажной (приложение 1).

Концы всех или части пучков следует заводить в стенки с целью уменьшения влияния поперечной силы от вертикальной нагрузки на работу конструкции и использования рабочей арматуры для обжатия стыков в процессе укрупнительной сборки или монтажа, чтобы избежать или сократить применение напрягаемых хомутов или монтажных тяжей (пучков).

Располагать напрягаемую арматуру под тротуарными блоками, а также в непосредственной близости от бордюра и водоотводных трубок не рекомендуется.

Чередовать по длине расположение напрягаемой арматуры в открытых и закрытых каналах (кроме концевых участков, которые, как правило, располагают в закрытых каналах) не допускается.

Напрягаемую арматуру разрешается располагать с отгибами в вертикальной или горизонтальной плоскостях, а также с перегибом в обеих плоскостях.

Отгибают арматуру плавно с минимальными углами перегиба. В необходимых случаях в местах перегиба устанавливают стальные и пластмассовые трубки или принимают другие меры для уменьшения сил

трения при натяжении арматуры (обмотка пучка проволокой или его смазка на участке перегиба).

Пучки из проволок и прядей обрывают, как правило, на торцах блоков в стенках, на утолщении стенок или плит у стенок. Анкеры располагают во всех блоках или группе блоков по возможности в одних и тех же местах.

Анкерные колодки размещают в углублениях так, чтобы концы пучков после их натяжения и обрезки не выступали за габариты блока.

При обрыве пучков в плите проезжей части (включая вуты и утолщения) гнезда для анкерных колодок проектируют так, чтобы их можно было заполнять бетоном сверху.

Диаметры закрытых каналов для проволочной и прядевой арматуры в пределах основной длины пучков принимают независимо от типа анкеров не менее:

- для пучков из 24 отдельных проволок диаметром 5 мм - 55 мм;
- для пучков из 36 проволок диаметром 6 мм и 7 прядей диаметром 15 мм - 70 мм;
- для пучков из 65 проволок диаметром 6 мм и 12 прядей диаметром 15 мм - 90 мм;
- для пучков из 19 прядей диаметром 15 мм - 110 мм.

Диаметр закрытых каналов для арматуры из стальных канатов с анкерами стаканного типа принимают на 20 мм больше диаметра анкера.

На участке, примыкающем к анкеру, диаметр канала с учетом размещения организованного участка пучка и утапливания натяжных анкеров для проволок с высаженными головками принимают:

- для пучков с конусными анкерами - по рис. 1.23;
- для пучков из проволок с высаженными головками - на 10 мм больше диаметра корпуса натяжного анкера и габаритных размеров пучка у входа в корпус сборного неподвижного анкера.

Длину уширенного участка канала назначают равной величине удлинения пучка плюс 50 см. Сопряжение уширенного участка канала с нормальным выполняют с уклоном стенки . 1:10.

Патрубки для инъектирования каналов, при отсутствии специальных отверстий в анкерах, устанавливают вблизи анкеров под углом не более 45° к оси канала.

В каналах длиной более 60 м устанавливают дополнительные патрубки для инъектирования.

При расположении напрягаемой арматуры в открытых каналах предусматривают конструктивные меры, обеспечивающие сохранение арматурой проектного положения при монтаже пролетного строения и ее обетонирования, а также свободный доступ к входным отверстиям закрытых каналов.

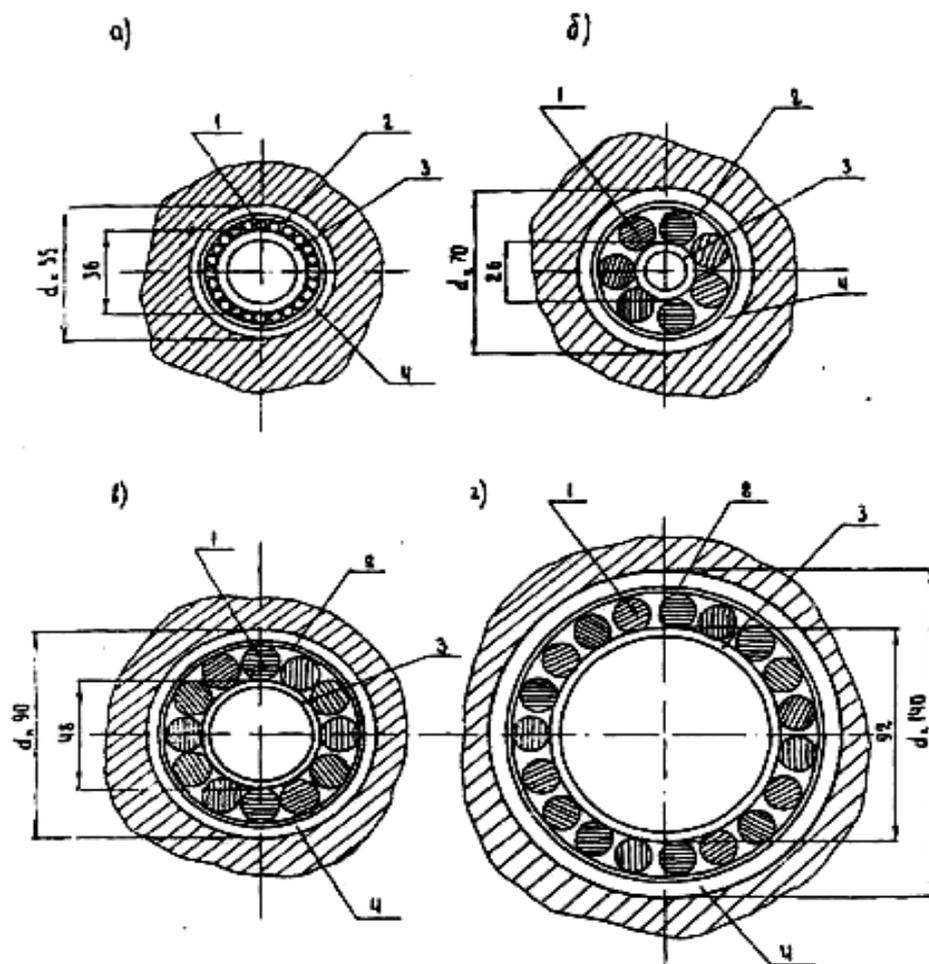


Рис. 1.23. Поперечное сечение концевых участков каналов и пучков с конусными анкерами:

а - из 24 проволок $\text{A} \text{E} 5 \text{ мм}$; б - из 7 прядей $\text{A} \text{E} 15 \text{ мм}$; в - из 12 прядей $\text{A} \text{E} 15 \text{ мм}$; г - из 19 прядей $\text{A} \text{E} 15 \text{ мм}$: 1-проволоки (пряди) пучка; 2-проволочные скрутки; 3-спираль из проволоки диаметром 1,5-2,0 мм; 4-канал [77]

Защитный слой бетона омоноличивания напрягаемой арматуры, расположенной в открытых каналах, должен иметь толщину не менее 50 мм. Толщину защитного слоя у анкерных колодок и распределительных листов принимают не менее 30 мм.

Отвод воды и гидроизоляция. В проекте предусматривают конструктивные меры, обеспечивающие быстрый сток воды с поверхности всех элементов, на которые она может попасть, и предупреждающие попадание и скопление воды под элементами одежды и тротуарами, а также загрязнение фасадных поверхностей.

Все стыки между тротуарными блоками и их элементами, через которые возможно проникание воды на нижележащую конструкцию пролетного строения, заполняют водонепроницаемым материалом.

В месте примыкания покрытия к тротуарным блокам и окаймлению деформационных швов в покрытии устраивают штрабу шириной 20 мм и глубиной 20-30 мм, заполняемую водонепроницаемым материалом.

В зависимости от местоположения моста стыки и штрабы заполняют [77]:

в I и II дорожно-климатических зонах - тиоколовым герметиком («Гидром, Г-1»);

во II и III дорожно-климатических зонах - мастикой «Изол» или резино-битумным вяжущим (РБВ-25, 35, 50);

в III-V дорожно-климатических зонах - резино-битумной мастикой.

При применении тиоколового герметика сопрягаемую поверхность асфальтобетонного покрытия предварительно промазывают клеем 78 БЦС или эпоксидной грунтовкой.

Отвод воды осуществляют приданием уклонов всем поверхностям, на которые может попасть вода, и специальными устройствами, выводящими воду из пониженных мест за пределы конструкций.

Поверхность проезжей части, тротуаров, конструкций,, расположенных под тротуарами и гидроизоляцией, устраивают с поперечным уклоном не менее 20 ‰. Поверхность предохранительных полос разрешается устраивать с большим уклоном, равным уклону обочин на подходах.

При наличии на мосту продольного уклона более 10 ‰ допускается применять меньшие поперечные уклоны, при этом сумма продольного и поперечного уклонов должна быть не менее 30 ‰.

В случаях, когда дно корыта трамвайного полотна располагают ниже верха плиты автомобильного полотна, а также при устройстве пути на балластном слое поверхность подготовительного слоя под трамвайным полотном устраивают конвертами так, чтобы все плоскости конверта имели уклон не менее 30 ‰ (рис. 1.24, а). При продольном уклоне трамвайного пути более 30 ‰ конверты не устраивают (рис. 1.24, б).

За пределы конструкции воду удаляют путем [77]:

- установки водоотводных трубок или лотков;

- обеспечения свободного стока вдоль моста на подходы и сброса воды по поперечным лоткам, устраиваемым на откосах насыпи на расстоянии не менее 10 м за устоями;

- сброса воды на сторону через тротуары или щели под ними.

Отводить воду на сторону допускается на мостах, под которыми нет регулярного движения людей и транспортных средств, при этом через тротуары - только при слабом пешеходном движении.

Отвод воды путем свободного стока вдоль моста применяют при продольном уклоне не менее 10 ‰.

Для удаления воды из-под тротуаров в наружном ребре тротуарных блоков устраивают щели или устанавливают блоки так, чтобы щель шириной не менее 50 мм была между концом консоли и наружным ребром тротуарного блока. Удалять воду из-под тротуаров путем устройства водоотводных трубок или отверстий не рекомендуется.

На концах консолей плиты крайних балок и тротуаров устраивают выступы (слезники) высотой не менее 20 мм, препятствующие затеканию воды на нижние и боковые поверхности конструкций.

Трубки для отвода поверхностной воды устанавливают в пределах предохранительных полос. Расстояние между трубками (лотками) принимают по табл. 1, при этом в пролете должно быть не менее трех трубок - одна в середине пролета и у опор. Трубки у опор располагают так, чтобы вода из них не попадала на откос конуса и тело опор.

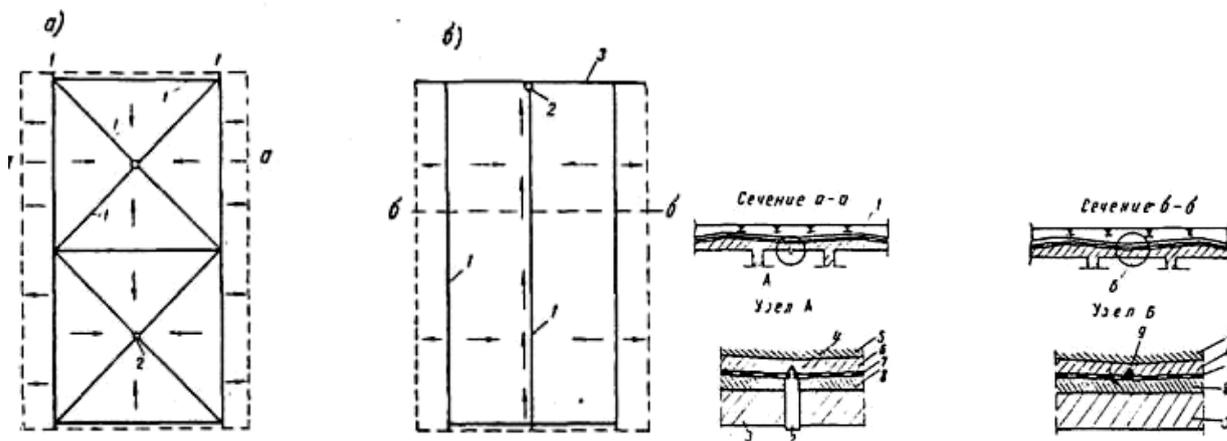


Рис. 1.24. Схема отвода воды из-под трамвайных путей: 1-линии перелома профиля гидроизоляции; 2-трубка для отвода фильтрата; 3-плита проезжей части; 4-отверстие в гидроизоляции; 5-бетон подрельсового основания; 6-защитный слой; 7-гидроизоляция; 8-подготовительный слой; 9-дренаж [77]

Таблица 1.4

Продольный уклон, ‰	Максимальное расстояние между трубками, м
Менее 5	8
5-10	12
10 и более	Не ограничивается

При продольном уклоне менее 5‰ к водоотводным трубкам вдоль моста устраивают подводящие лотки с таким расчетом, чтобы уклон дна их был не менее 5‰.

Кроме того, устанавливают дополнительно:

- трубки (дрены) диаметром не менее 30 мм во всех пониженных местах плиты проезжей части (в центре конвертов под трамвайным полотном, у деформационных швов и т. п.) для удаления фильтрационных вод с поверхности гидроизоляции;

- трубки во всех пониженных местах нижнего пояса балок коробчатого сечения, в которых возможно скопление воды, попадающей через деформационные швы или от конденсата.

Перечисленные водоотводные устройства предусматривают проектом и выполняют при изготовлении блоков.

Конструкция водоотводных трубок должна допускать механизированное устройство элементов проезжей части (подготовительный и защитный слои, покрытие) и обеспечивать сток воды не только с поверхности покрытия, но и с поверхности гидроизоляции.

Верх водоотводных воронок, решеток или дрен и дно водоотводных лотков располагают на 20-30 мм ниже поверхности, с которой отводится вода.

Водоотводные трубки и лотки устраивают так, чтобы вода из них не попадала на элементы конструкции.

Низ водоотводных и дренирующих трубок должен выступать из конструкции не менее чем на 150 мм с тем, чтобы вода не затекала на наружную поверхность бетона.

Конструкцию гидроизоляции и материалы для нее принимают в соответствии с конструкцией пролетных строений.

На разрезных балочных пролетных строениях с клееными и сухими стыками и напрягаемой арматурой, расположенной в нижней зоне, оклеечную гидроизоляцию устраивают в соответствии с общими требованиями, как в мостах из цельно-пролетных балок с учетом настоящих «Технических указаний».

На пролетных строениях с напрягаемой арматурой, расположенной в уровне плиты проезжей части и особенно в открытых каналах, число изолирующих слоев принимают на один больше.

Гидроизоляцией должны быть закрыты все элементы несущих конструкций, находящиеся как под проезжей частью, так и под тротуарами.

При наличии в зоне расположения ограждающих устройств и под тротуарами напрягаемой арматуры гидроизоляцию устраивают непрерывной по всей ширине пролетного строения (рис. 1.25, а, б).

В случае отдельного устройства гидроизоляции под проезжей частью, тротуарами, а также под трамвайным полотном концы ее загибают так, чтобы верх загиба был выше поверхности покрытия и поверхности под тротуаром не менее чем на 100 мм и прикрыт сверху козырьком с выступом не менее 30 мм (рис. 1.25, в) или другим конструктивным элементом, защищающим гидроизоляцию и предупреждающим попадание воды за нее.

При применении отдельных бордюрных камней (чего следует избегать) края гидроизоляции заводят под козырек в тротуарном блоке, а верхнюю часть пространства между блоками и камнями заполняют водонепроницаемым материалом (рис. 1.25,г) [77].

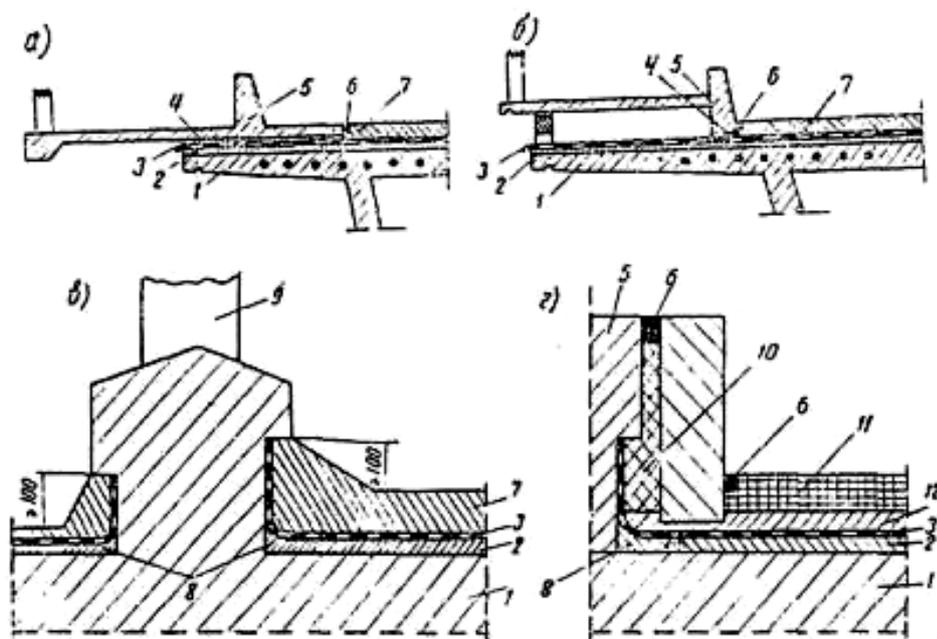


Рис. 1.25. Схемы сопряжения оклеенной гидроизоляции с элементами мостового полотна:
 1-плита проезжей части; 2-подготовительный слой; 3- гидроизоляция; 4-подливка из цементного раствора; 5-тротуарный блок; 6-водонепроницаемое заполнение шва тиоколовой или битумной мастикой; 7-бетонное покрытие; 8-выкружка в подготовительном слое;
 9-стойка ограждения; 10-заполнение зазора цементопесчаным раствором; 11-асфальтобетонное покрытие; 12-защитный слой

Во всех случаях элементы мостового полотна, к которым приклеивают края гидроизоляции, должны иметь надежную связь с плитой проезжей части.

Материал гидроизоляции и технологию ее устройства принимают в соответствии с «Техническими указаниями по проектированию и устройству гидроизоляции мостов и труб». Для изолирующих слоев рекомендуется применять битум марки «Пластбит» (ТУ 38-1-253-69 Миннефтехимпрома).

Защитный слой устраивают из бетона с размером заполнителя не более 10 мм или из цементопесчаного раствора. Марку бетона или раствора по прочности на сжатие и морозостойкость принимают не менее 200.

Защитный слой выполняют толщиной 40 мм и армируют стальной сеткой № 45 из проволоки диаметром 2-2,5 мм (ГОСТ 5336-67*).

Стыки и их конструкция. Стыки в составных по длине конструкциях могут быть:

а) по расположению - вертикальными, горизонтальными или наклонными;

б) по форме - плоскими, плоскими с уступом или зубчатыми (рис. 1.26).

Объединение отдельных элементов в единую по длине конструкцию выполняют путем:

а) заполнения зазора между торцами стыкуемых блоков бетоном или раствором (бетонируемый стык);

б) упора стыкуемых блоков в торец друг другу с введением в стык

тонкого слоя клея (клееный стык);

в) непосредственного упора стыкуемых блоков в торец друг другу (сухой стык).

Бетонируемые стыки применяют для стыкования составных по длине элементов любых конструктивных форм.

Клееные и сухие стыки применяют для стыкования блоков отдельных ветвей составных по длине конструкций: отдельных балок или ферм, столбов, опор и т.д. (рис. 1.27).

Ветви объединяют между собой с помощью бетонируемых или сварных стыков.

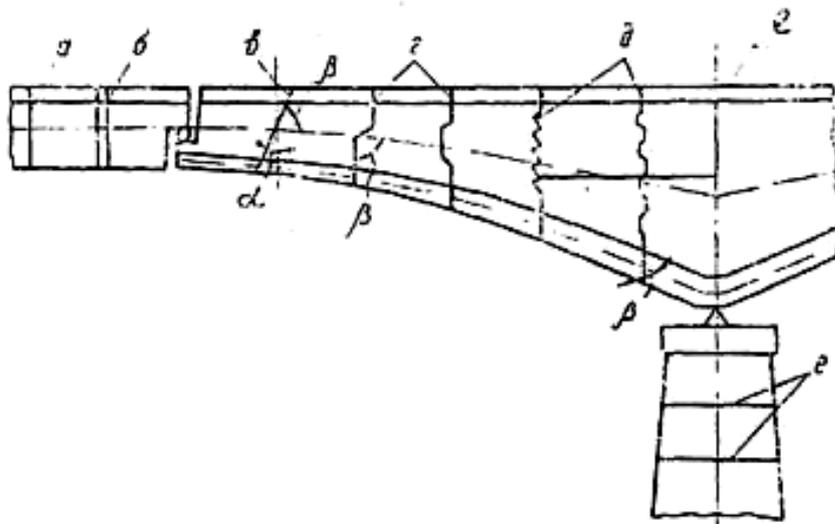


Рис. 1.26. Виды стыков: а-плоские вертикальные; б-плоские вертикальные с диафрагмой в стыке; в-плоские наклонные; г-плоские с уступом; д-зубчатые; е-плоские горизонтальные

Сухие стыки применяют только в тех случаях, когда устройство клееных стыков невозможно или сопряжено с большими трудностями.

В районах с сейсмичностью выше 5 баллов стыковать элементы конструкций насухо запрещается.

Расстояние между стыками назначают исходя из технико-экономических соображений (стоимости и удобства изготовления, транспортировки и монтажа), при этом расстояние между сухими стыками принимают не менее четверти наибольшего размера поперечного сечения стыкуемого элемента.

Плоские стыки применяют, когда поперечные силы, действующие в конструкции на различных стадиях ее работы, могут быть восприняты силами трения между стыкуемыми блоками или силами сцепления материала, заполняющего стык, с бетоном объединяемой конструкции.

Плоские стыки с уступом применяют, когда при укрупнительной сборке конструкции или ее монтаже, сил трения между блоками недостаточно для передачи поперечных сил, действующих в стыке на этой стадии работы конструкции.

Зубчатые стыки устраивают в тех случаях, когда сил трения или сцепления недостаточно для того, чтобы воспринять поперечные силы, действующие в конструкции в стадии строительства и эксплуатации.

Допускается устройство комбинированных соединений: на части сечения стыкуемых элементов - клееных или сухих стыков, а на остальной части сечения - бетонизируемых стыков.

При комбинированных соединениях стыкуют на клею или насухо часть сечения, способную воспринимать нагрузки, действующие в стадии укрупнительной сборки или монтажа конструкции.

Участки бетонизируемых стыков при комбинированных соединениях располагают там, где их устройство технологически совмещается с укладкой выравнивающего слоя или другими работами по укладке бетона.

Для улучшения работы комбинированных соединений на действие поперечных сил от временной нагрузки в бетонизируемом шве плиты проезжей части устраивают железобетонную шпонку (рис. 1.28) или выпуски арматуры.

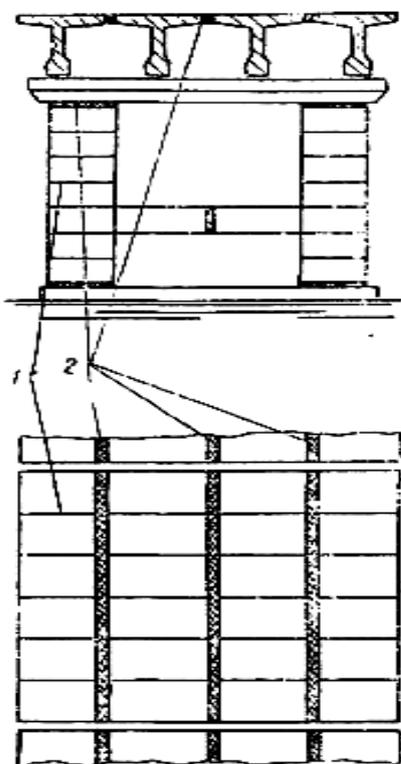


Рис. 1.27. Схема расположения стыков в составных конструкциях: 1-сухие или клееные стыки; 2-бетонизируемые стыки

Угол между плоскостью стыка и вертикалью α (см. рис. 1.28) принимают для клееного стыка не более 10° , а для сухого и бетонизируемого - не более 30° .

Угол между плоскостью стыка и линией, соединяющей центры тяжести отдельных элементов конструкции (плит, ребер), β (см. рис. 9) не должен превышать: для клееного стыка - 70° , а для сухого и бетонизируемого - 60° .

Размеры уступа в плоских с уступом стыках назначают исходя из удобства работ по изготовлению и монтажу конструкции, при этом угол наклона рабочих граней уступа к горизонтальной плоскости принимают: при клееных стыках - не более 20° , а при сухих стыках - 30° .

Зубчатые стыки устраивают только в пределах ребер (см. рис. 9), при этом крайние зубья располагают от верхней и нижней граней сечения на расстоянии не менее 20 см.

Очертание зубчатого шва выбирают исходя из работы сечения, удобства изготовления блоков и укрупнительной сборки составной конструкции.

В сечениях, работающих на однозначную поперечную силу, зубчатый шов устраивают в виде треугольных выступов (рис. 1.29). Угол между наклонными гранями зубьев должен быть близок к 90° .

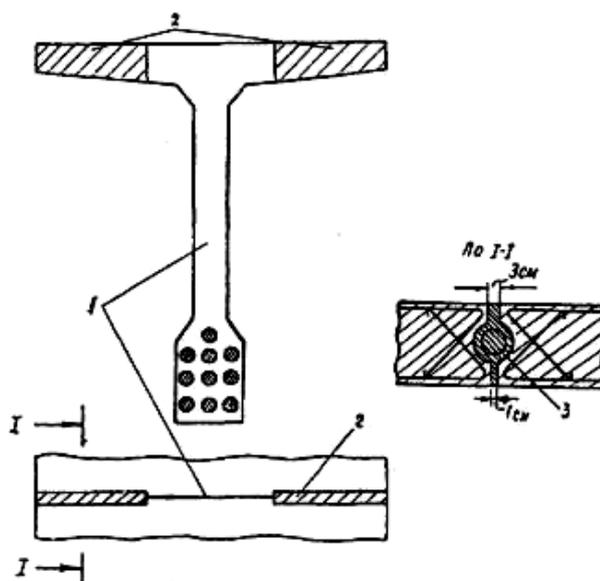


Рис. 1.28. Схема устройства комбинированного стыка: 1-сухой или клееный стык; 2-бетонируемые стыки с железобетонной шпонкой; 3-стальная спираль

В сечениях, работающих на поперечные силы различного знака, выступы разрешается устраивать трапецеидального очертания. Угол наклона а рабочих граней выступов к горизонтальной плоскости принимают: для клееных стыков - не более 20° и для сухих стыков - не более 30° .

Плоские участки зубчатого стыка, в том числе участки стыков, расположенные в пределах горизонтальных элементов поперечного сечения, должны составлять с осью элементов углы, не более указанных в п. 2.51.

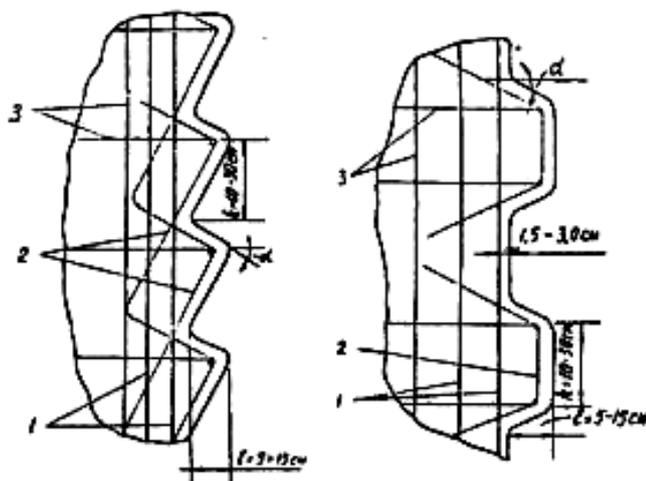


Рис. 1.29. Конструкция зубчатых стыков и схема армирования выступов стенки: 1-сетки с ячейками не более 10×20 см; 2-арматура выступов; 3-хомуты и горизонтальные стержни ребра

Размеры треугольных и трапецеидальных выступов не должны выходить за пределы размеров, указанных на рис. 12, при этом максимальным (минимальным) длинам выступов должны соответствовать максимальные (минимальные) высоты.

Углы выступов устраивают закругленными. Радиус кривизны участка,

сопрягающего грани выступов, принимают равным 1,5-2,0 см:

Торцы стыкуемых элементов армируют сеткой из стержней диаметром не менее 6 мм с ячейками по горизонтали не более 10 см и по вертикали - 20 см, при этом суммарное сечение вертикальных стержней дополнительных сеток, устанавливаемых с каждой стороны стыка, должно быть не меньше суммарного сечения горизонтальных стержней, прерывающихся в стыке на участке, равном по высоте тройной длине анкеровки горизонтальных стержней.

Каждый выступ зубчатого стыка армируют не менее чем двумя стержнями диаметром 10 мм. Рекомендуется армировать выступы зубчатого стыка каркасами, состоящими из зигзагообразных стержней и сеток, соединенных между собой сваркой.

Анкеровку арматуры, расположенной у стыков, выполняют в соответствии с «Указаниями по проектированию мостов и труб».

В блоках конструкций, выполняемых путем бетонирования «в торец», стержни продольной арматуры, доводимой до нижнего угла блока, заканчивают у стыка отгибами, предотвращающими сколы углов при снятии блоков с плаза. При продольной арматуре диаметром более 20 мм нижние углы блоков армируют у стыка дополнительными стержнями диаметром 8 мм.

Устройство местных уширений (фланцев) на торцах стыкуемых элементов, а также введение в сухой стык мягких прокладок (полиэтиленовая пленка, пергамин, асбест, резина и т. п.) не допускается, так как это приводит к появлению у стыков дополнительных силовых воздействий, снижающих прочность конструкции. По этой же причине не рекомендуется вводить в стык жесткие (металлические) прокладки.

Водонепроницаемость сухих стыков обеспечивают гидроизоляцией стыка с поверхности после объединения конструкции. Гидроизоляцию наносят на конструкцию таким образом, чтобы предотвратить попадание влаги в стык.

Стыки, подвергающиеся увлажнению только в процессе возведения сооружения, не изолируют.

Ширину полосы гидроизоляции стыков принимают не менее:

в горизонтальных элементах - 30 см;

в вертикальных и наклонных элементах - 20 см.

Особенности конструирования члененных балок

Члененные конструкций балок следует применять при затрудненных условиях погрузки, перевозки и разгрузки цельных балок.

Максимальные размеры и вес блоков члененных балок определяются в зависимости от грузоподъемности имеющегося кранового оборудования и средств транспорта, так как укрупнение блоков и сокращение количества стыков повышает показатели жесткости конструкции.

Предельный минимальный пролет балки для членения - 15 м.

В члененных балочных конструкциях стыки, ближайšie к середине пролета, следует стремиться размещать в местах, где

$$M_{CT} = M_{MAX} / K_{TP}$$

здесь:

M_{CT} - изгибающий момент в балке в месте стыка

M_{MAX} - максимальный изгибающий момент посередине пролета

K_{TP} - коэффициент запаса от раскрытия стыков, принимаемый равным коэффициенту трещиностойкости:

$K_{TP} = 1, 2$ - при автомобильной нагрузке

$K_{TP} = 1, 1$ - при гусеничной нагрузке

Балки следует делить на нечетное количество блоков с максимально возможным отдалением стыков от середины пролета.

Поперечные сечения члененных балок отличаются формой нижней полки /рис. 1/.

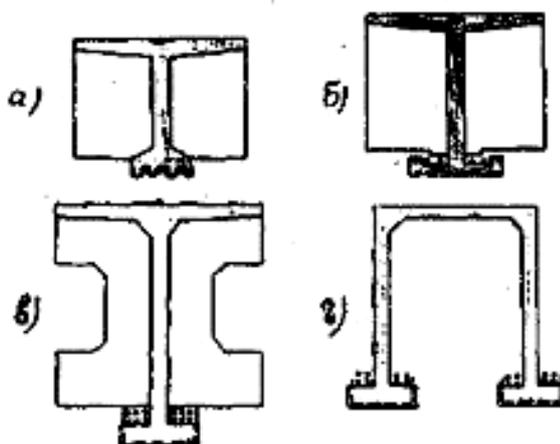


Рис. 1.30. Примеры сечений члененных балок: а/ - с расположением пучков в пазах по нижней грани нижней полки; б/ - с расположением пучков по верхней грани нижней полки, имеющей бортики; в, г/ - с расположением пучков по верхней грани нижней полки, имеющей выпуски арматурных стержней.

Арматурные пучки в средних блоках могут размещаться:

а/ раздельно в пазах, расположенных по нижней грани нижней полки, которая имеет общий вид гребенки;

б/ по верхней грани нижней полки, снабженной бортиками, ограничивающими укладку бетона;

в/ по верхней грани нижней полки, имеющей вертикальные выпуски стержней, которые после натяжения арматуры загибаются поперек пучков.

Необходимо отдать предпочтение конструкциям с групповым расположением пучков по верхней грани нижней полки, омоноличивание которых выполняется обычным бетоном сверху вниз с уплотнением

вибраторами.

Омоноличивание открытых каналов, расположенных по нижней грани нижней полки, возможно только путем торкретирования раствором снизу вверх. Размещение напряженной арматуры в торцовых блоках производится в зависимости от типа пучков. Пучки с анкерами типа ЦНИИС МТС размещают в открытых каналах, расположенных в вутообразных утолщениях блоков. При применении пучков с конусными анкерными креплениями в торцовых блоках устраиваются закрытые каналы /рис. 1.31/.

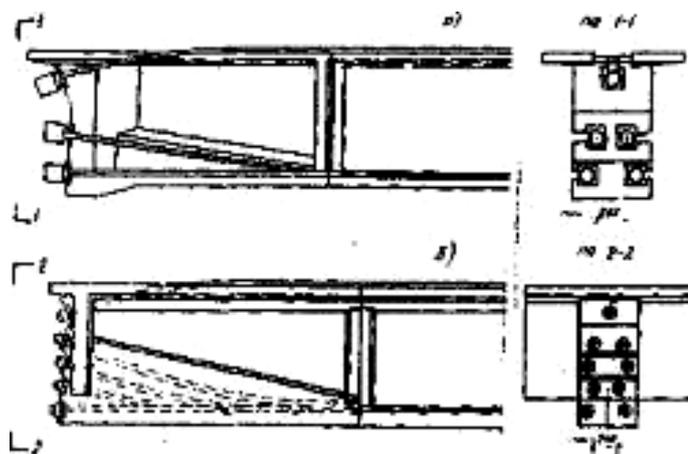


Рис. 1.31. Армирование торцовых блоков члененных балок: а/ - пучками с анкерными креплениями ЦНИИС МТС; б/ - пучками с конусными анкерными креплениями.

Бетон для члененных, балок должен иметь прочность не ниже марки 400.

Для приготовления бетона могут применяться портланд-цементы и пластифицированные портланд-цементы /не ниже марки 400/. Применение пуццолановых цементов и шлакопортланд-цементов для напряженно армированных члененных конструкций не допускается.

Для изготовления пучков рекомендуется проволока диаметром 5 мм прочностью 170 кг/мм² /ГОСТ 7348-55/.

Анкерные стаканы типа ЦНИИС МТС выполняют из бесшовной стальной трубы /рис. 1.32/.

Вилкообразные шайбы для закрепления пучков в натянутом положении изготавливают из листовой стали на полигонах железобетонных конструкций.

Конусные анкерные крепления пучков для натяжения домкратами двойного действия состоят из опорных шайб и конусных пробок /рис. 1.33/.

Для опорных шайб применяют качественную конструкционную углеродистую сталь Ст 5. Для конусных пробок следует применять качественную конструкционную углеродистую сталь марки Ст 45 /ГОСТ 1050-57/ или конструкционную легированную сталь марки Ст 40Х /ГОСТ 4543-57/ с последующей закалкой до твердости 58-60 единиц по Роквеллу.

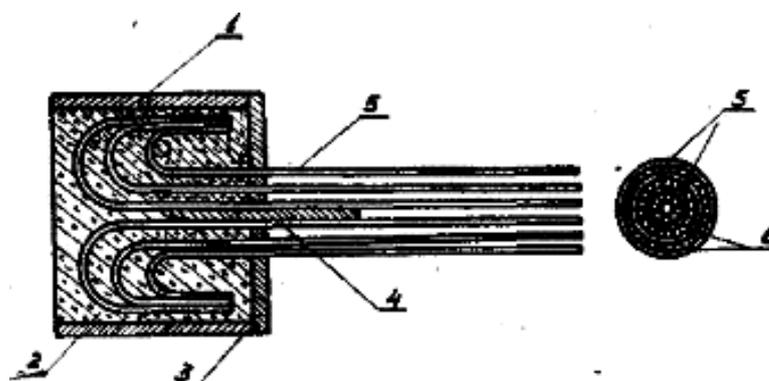


Рис. 1.32. Конструкция арматурного пучка ЦНИИС МТС: 1 - анкерный стакан; 2 - бетон М 500-600; 3 - сварной шов; 4 - конический сердечник из мягкой стали; 5 - высокопрочная проволока; 6 - вязальная проволока.

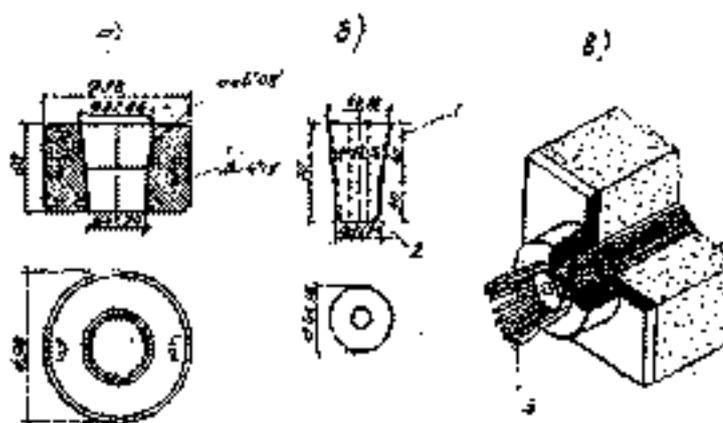


Рис. 1.33. Конусное анкерное закрепление: а/ - анкерная колодка; б/ - анкерная пробка; в/ - анкер в сборе. 1 - нарезка; 2 - фаска с закруглением; 3 - высокопрочная проволока.

Металлические детали конусных анкерных закреплений необходимо изготавливать централизованным порядком на заводах или в механических мастерских.

Размеры открытых каналов для группового размещения пучков определяются возможностью качественного бетонирования этих каналов. Минимальное расстояние в свету между пучками в горизонтальном и вертикальном направлениях должно быть не менее диаметра пучка.

Толщина защитного слоя в свету между поверхностью бетона конструкции и предварительно напряженной арматурой должна быть не менее 4 см.

При устройстве отверстий с помощью каналовобразователей в торцовых блоках необходимо, чтобы диаметр канала превышал диаметр пучка не менее, чем на 10-15 мм.

В крайних блоках арматурные пучки могут отгибаться как по плавной, так и по ломаной кривой. В местах перегибов по ломаной кривой для уменьшения трения необходимо устанавливать закладные части в виде пластинок с округленными кантами или отрезков стальных труб.

При опирании отгибаемых арматурных пучков на диафрагмы крайних

блоков, в последних необходимо предусмотреть усиленную арматуру для восприятия местных напряжений, возникающих в процессе натяжения пучков.

В члененных пролетных строениях балки объединяют между собой в поперечном направлении с помощью диафрагм, которые соединяются сварными накладками или напряженной поперечной арматурой. Диафрагмы могут размещаться у обоих торцов блока или посередине блока в отдалении от мест стыков /рис. 1.34/.

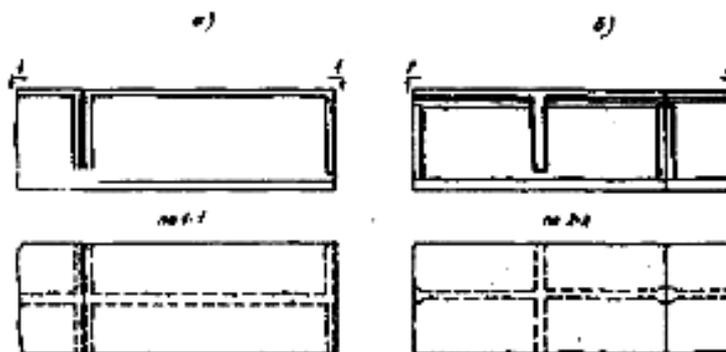


Рис. 1.34. Размещение диафрагмы: а/ - по торцам блоков; б/ - посередине блока.

Первый вид расположения диафрагм повышает сохранность блоков при перевозке, предохраняя их от разрушения и усиливая наиболее напряженные части блоков - торцы. Размещение диафрагм посередине блока более экономично: количество диафрагм уменьшается в два раза; улучшаются условия доступа к стыкам при объединении балок, но при таком расположении диафрагм торцы блоков должны быть уширены по всему контуру на 1,5-2,0 см и армированы специальными сетками /рис. 1.35/.

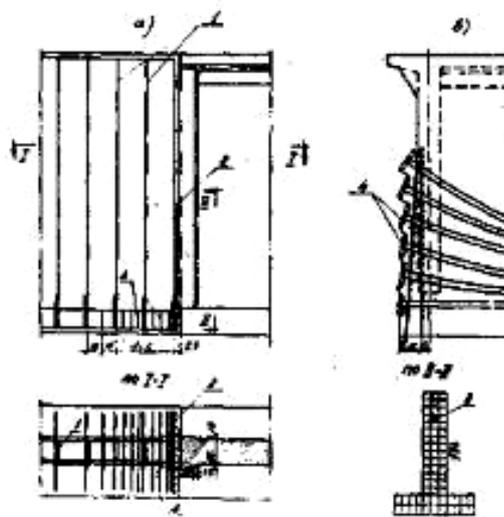


Рис. 1.35. Усиление торцов блоков: а/ - в местах стыков; б/ - в местах анкерных креплений. 1 - хомуты стенок блоков; 2 - сетка усиления торцов в местах стыков; 3 - хомуты нижней полки; 4 - сетки под анкера.

Нижние полки балок вблизи стыков на длину, равную ширине полки,

подлежат усилению путем установки хомутов диаметром 8-10 мм с шагом 5 см. Торцы крайних блоков, где размещаются анкерные крепления, усиливаются 2 сетками из арматуры диаметром 8 мм со стороной квадрата 6-8 см.

В торцовых блоках члененных балок в местах выхода пучков в сторону промежуточных блоков необходимо предусмотреть усиленное армирование втулов 3-4 хомутами диаметром 8 мм с шагом 5 см.

В члененных балках с сухими стыками элементов общая длина арматурных пучков с анкерными креплениями типа ЦНИИС МТС должна быть увеличена на 12,5 мм на каждый стык. Длина пучков с конусными анкерными креплениями берется с увеличением на 0,5-1,0 м.

В члененных балках с мокрыми стыками размеры швов и материал заполнения принимаются в зависимости от пролета и высоты балки /табл. 1.5/.

Таблица

1.5

Длина пролета в м	Минимальная толщина шва в см	Материал шва
15	2	Цементный раствор
20	3	-«-
30	3-4	-«-
>30	5-7	бетон

Для омоноличивания стыков применяются цементы марки 400-600, отвечающие требованиям ГОСТа:

быстротвердеющий портланд-цемент Б. Т. Ц. - ВТУ № 29-55 МПСМ-СССР

цемент портландский - ГОСТ 940-41.

Пуццолановые портланд-цементы, шлакопортланд-цементы, пластифицированные и гидрофобные цементы применять не разрешается ввиду замедленного их твердения.

При омоноличивании пазов бетоном поверх арматурных пучков следует укладывать арматурные сетки из стержней диаметром 6 мм со стороной квадрата 10-20 см /рис. 1.36/.

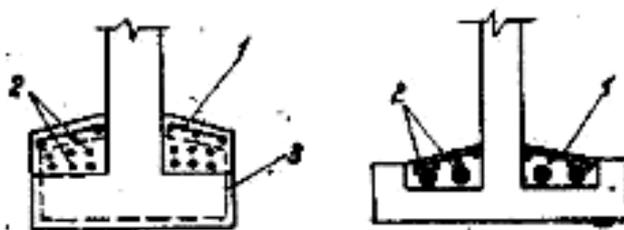


Рис. 1.36. Сетка усиления бетона омоноличивания:
1 - сетка усиления; 2 - арматурные пучки; 3 - хомуты полки.

Зазор между консольными плитами вдоль верхних полок члененных балок следует принимать равным:

для пролета 15-20 м - 2 см,

для пролета 30 м - 3 см.

В члененных конструкциях растягивающие напряжения в бетоне швов не допускаются.

При подсчете геометрических характеристик приведенного сечения бетон моноличивания принимается с коэффициентом 0,75.

При подсчете потерь напряжений в арматуре от усадки и ползучести необходимо также учитывать потери от податливости стыков во времени за счет обмятия микронеровностей, которые следует определять по формуле:

$$\sigma = \frac{K \Delta l E}{l},$$

где s - потери напряжений за счет податливости стыков,

K - количество стыков в балке,

Δl - обмятие одного стыка, принимается на основе экспериментальных данных, равным 0,25 мм

l - длина балки,

E - модуль упругости бетона.

Коэффициент запаса трещиностойчивости определяется по формуле:

$$K_{\text{ТР}} = \frac{M_{\text{ТР}}}{M_P - M_{\text{CB}}}$$

где $K_{\text{ТР}}$ - коэффициент трещиностойчивости,

$M_{\text{ТР}}$ - момент трещиностойчивости, вычисленный по формуле:

$$M_{\text{ТР}} = S_d W_{nd}$$

здесь: S_d - предварительные напряжения в бетоне за вычетом напряжений от собственного веса,

W_{nd} - момент сопротивления приведенного сечения,

M_P - расчетный разрушающий момент,

M_{CB} - момент от собственного веса.

Нижняя полка балки рассчитывается на действие усилий, возникающих у корня консоли полки от собственного веса блока с увеличением на динамический коэффициент $k = 1,5$, который учитывает возможности удара при транспортировочных операциях.

Основные положения по расчету и нормативные величины, необходимые при проектировании, общие для всех предварительно напряженных конструкций мостов, следует принимать в соответствии с

"Временными техническими условиями на проектирование предварительно напряженных железобетонных мостов", 1952 г. с учетом "Технических условий на проектирование и изготовление предварительно напряженных железобетонных конструкций постов на железных дорогах нормальной колеи", 1959 г.

Изготовление конструкций

Для обеспечения плотного соприкосновения торцов блоков, соединяемых сухими стыками, бетонирование элементов должно производиться на общем поддоне для всей балки, но с чередованием бетонируемых блоков через один так, чтобы торец ранее наготовленного элемента служил опалубкой для торца последующего /рис. 1.37/.

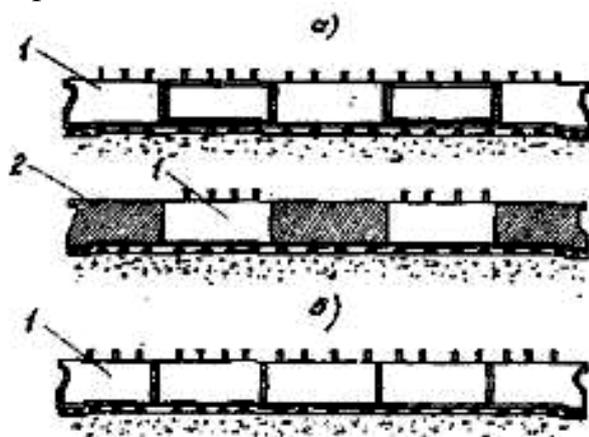


Рис. 1.37. Бетонирование конструкций: а/ - через один блок; б/ - последовательное; 1 - свежеложенный бетон; 2 - затвердевший бетон

При достижении бетоном блоков, забетонированных в первую очередь, прочности 100-150 кг/см², обеспечивающей сохранность поверхностей и кромок торцов, вынимают разделительные щиты, смазывают торцы блоков тонким слоем минерального масла и производят бетонирование второй очереди блоков.

Бетонирование элементов можно вести и непрерывно при применении разделительных щитов из листовой стали одной толщины с гладкими поверхностями без вмятин и заусениц. При этом способе бетонирования разделительные щиты вынимают при разборке изготовленной балки на блоки /рис. 8/.

Элементы члененных балок изготовляют в инвентарные металлических, деревометаллических или деревянных формах, которые должны обеспечить получение гладкой поверхности бетона, не требующей дополнительной обработки. Для этого рабочая поверхность деревянной опалубки обшивается листовой сталью толщиной не менее 0,6 мм.

Каждая форма состоит из поддона, боковых пространственных коробов и разделительных щитов. Швы между щитами не должны пропускать цементного молока. Особое внимание должно быть уделено тщательности

выполнения опалубки торцовых частей блоков.

Поддон деревянной опалубки состоит из лежней пластин и дощатого настила. Он устраивается на жестком бетонном основании и должен быть строго горизонтальным. При малых объемах работ поддон может быть уложен на щебеночную или гравийную подушку. Поддоны не должны иметь бортиков для образования нижней полки балки; вместо этого боковые щиты пространственных коробов должны выполняться с фигурным уступом, соответствующим форме полки.

Металлический поддон укладывается на деревянные, или металлические поперечные шпалы, утопленные в бетоне.

Боковые деревянные щиты, выполняемые в виде коробов, состоят из ребер жесткости и обшивки; они должны обладать достаточной прочностью и жесткостью.

В металлических формах углы сопряжения верхней полки и стенки следует выполнять с закруглениями по циркульным кривым.

Примыкание боковых щитов к поддону рекомендуется устраивать по вертикальному шву /рис. 1.38/.

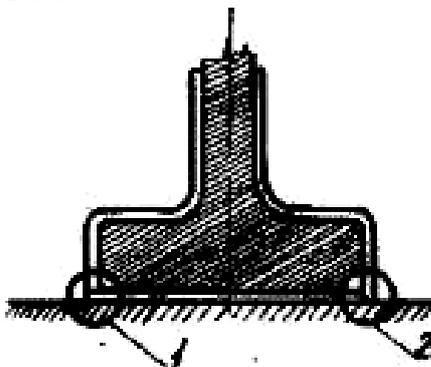


Рис. 1.38. Сопряжение боковых щитов с поддоном:
1 - не рекомендуемое; 2 - рекомендуемое.

Скосы в опалубке диафрагм должны иметь уклон не менее 1:30.

В формах необходимо предусматривать крепление наружных тисковых вибраторов для уплотнения бетона.

Разделительные щиты, образующие торцы блоков, как в деревянной, так и в металлической опалубке, рекомендуется выполнять из листовой стали толщиной не менее 10 мм.

При поточном изготовлении блоков количество поддонов и комплектов разделительных щитов должно в два раза превышать число комплектов боковых коробов.

Блоки балок с мокрыми стыками элементов изготавливаются в инвентарных дерево-металлических или металлических опалубках, обеспечивающих необходимую точность образования их торцов.

Как дерево-металлические, так и металлические формы для крайних блоков должны иметь металлические торцевые щиты, являющиеся кондукторами для каналообразователей.

Отклонения размеров опалубки не должны превышать величин,

приведенных в таблице 2.

Таблица 1.6

Вид балок	Наименование отклонений	Величины отклонений в м
1	2	3
С сухими стыками элементов	Смещение осей опалубки балок	10
	Отклонение по длине балок:	
	при длине балок до 20 м	10
	при длине балок свыше 20 м	20
	Отклонение в расстояниях между внутренними поверхностями опалубки в поперечном сечении балок	+5, -3
С мокрыми стыками элементов	Отклонение по длине блоков	+2, -5
	Отклонение от вертикальных плоскостей опалубки	4

Установка опалубки и арматуры производится следующий образом: собранные заранее арматурные каркасы блоков сначала укладываются на поддон, а затем обставляются боковыми коробами и торцовыми щитами.

Арматурные сетки плиты в некоторых случаях можно укладывать к концу бетонирования стенки блока. Для обеспечения проектного расположения стержней арматурной сетям плиты при вибрировании последняя так же, как в арматурная сетка усиления торцов блока, должна быть сварной конструкции.

При бетонировании элементов через один форма собирается только для бетонизируемых блоков, а в случае последовательного бетонирования боковые щиты устанавливаются для всей балки. Крайние торцовые щиты формы устанавливаются в последнюю очередь. Перед их установкой к внутренней стороне поверхности щита прикрепляют металлические шайбы под анкера таким образом, чтобы эти шайбы легко отделялись от щита в момент распалубки.

Для закрытых и открытых каналов, образуемых в теле блока, в торцовых щитах-кондукторах делают отверстия или прорези, в которых фиксируются концы каналообразователей.

Для образования открытых каналов применяются металлические или деревянные шаблоны, извлекаемые из бетона после окончательной распалубки блоков.

Для устройства закрытых каналов в бетоне торцовых блоков могут применяться стальные трубы и резиноканевые рукава. Одним из видов каналообразователей для закрытых каналов являются стальные трубы диаметром 1" с надетой на них стальной оцинкованной плетенкой ПС0-40'55.

До надевания плетенки трубы смазываются отработанным автотол. Концы труб, выходящие наружу, имеют захваты, при помощи которых они извлекаются из тела блоков.

Каналообразователи из бетона блоков извлекаются лебедкой. Трос лебедки крепится к петле, которая находится на конце рукава или трубы.

При криволинейной форме канала направление действия силы, приложенной к каналообразователю при его извлечении, должно совпадать с

направлением касательной к каналу в месте его выхода из блоков /рис. 1.39/.

Извлечение труб из тела блоков производится через 3 часа после окончания бетонирования, а плетенки - через 10-15 часов. Эти процессы выполняются вне зависимости от продолжительности рабочего дня в присутствии технического персонала.

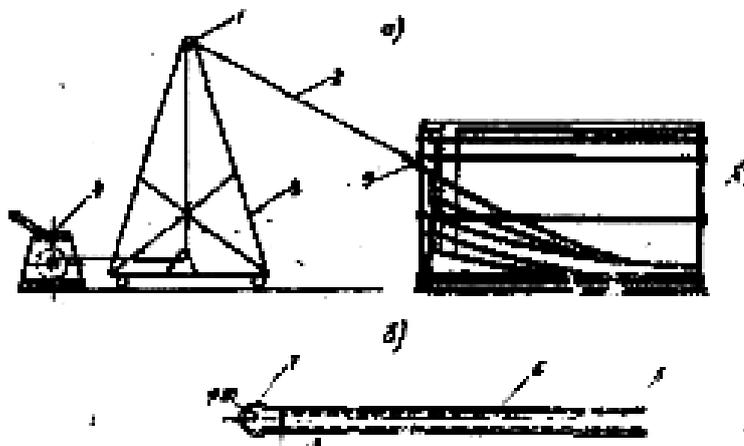


Рис. 1.39. Устройство закрытых каналов: а/ - схема извлечения каналообразователей; б/ - конструкция каналообразователя; 1 - ролик; 2 - трос; 3 - передвижные козлы; 4 - лебедка; 5 - труба, диаметром 1"; 6 - оплетка; 7 - серьга для извлечения трубы

Пропаривать блоки до извлечения труб и плетенки не разрешается.

Для повторного применения плетенку необходимо протрусить и промыть водой сразу же после извлечения из каналов.

При устройстве каналов с применением резиноканевых рукавов /ГОСТ 8318-57, тип В или Г/, рассчитанных на давление от 5,0 до 7,5 атм, поступают следующим образом: рукав большей длины, чем длина канала, укладывается на опалубку в проектное положение. Для придания рукаву необходимой жесткости и предотвращения смятия его бетоном или провисания, в него закладывается сердечник /стальной стержень, труба, пучок стержней или стальной канат/, который предварительно смазывается солидолом /для уменьшения трения при вытаскивании/. Через 3 часа после бетонирования извлекают сначала вкладыш, а затем шланги. Вкладыши извлекают вручную. Для вытягивания шлангов следует применять лебедку.

Внутренняя поверхность форм для облегчения распалубки должна покрываться тонким слоем минерального масла. Смазка растворами извести и глины допускается только для боковых коробов; категорически запрещается этими составами смазывать торцовые щиты и торцы бетонных блоков.

Все операции по изготовлению арматурных пучков и анкерных закреплений типа ЦНИИС МТС выполняются на заводе или полигоне согласно "Временным указаниям по сооружению пролетных строений мостов из напряженного армированного бетона" Автотрансиздат, 1956 г.

Пучки из высокопрочной проволоки затягиваемые домкратами двойного действия, изготавливаются также на заводе или полигоне. Необходимо, чтобы

проволоки в пучках были надежно скреплены для сохранения формы пучка на всех этапах его изготовления, транспортирования, установки и натяжения. Рекомендуется скреплять проволоку пучков вязальной проволокой через каждые 100 см.

Подбор состава бетона производится в лаборатории в соответствии с указаниями "Временной инструкции по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций", Госстройиздат, Москва, 1959 г.

Бетонирование блоков следует производить без перерыва, заблаговременно подготовив для этого необходимые материалы и рабочую силу.

Уплотнение укладываемой бетонной смеси должно производиться с помощью вибраторов: наружных - С-433, С-357; поверхностных - С-413, И-7, И-117 и внутренних - И-116, С-376, И-21А.

Для уплотнения нижней полки балки и стенки на последней с каждой стороны блока /в шахматной порядке/ устанавливается по одному наружному вибратору для блоков длиной до 3-3,5 м и по два - для блоков длиной 5-6 м.

Кроме того, на торцах концевых блоков со стороны анкерных креплений должно быть установлено по одному наружному вибратору.

Укладка бетонной смеси в блоки должна производиться горизонтальными слоями толщиной не более 30 см. Шаг перестановки внутренних вибраторов не должен превышать расстояний, приведенных в таблице 1.7.

Таблица 1.7

Шаг перестановки внутренних вибраторов в см					
И-116		С-376		И-21А	
Æ76 мм	Æ51 мм	Æ70 мм	Æ54 мм	Æ76 мм	Æ51 мм
45	30	65	45	45	30

Количество внутренних вибраторов зависит от требуемой производительности и типа применяемых вибраторов. Рекомендуется, в среднем, на один блок длиной до 3-3,5 м иметь два и длиной до 5 м - три внутренних вибратора.

Внутренние вибраторы для ускорения процесса вибрирования рекомендуется удерживать в наклонном положении под углом 45°.

Бетонную смесь в верхней плите блока необходимо уплотнять поверхностным вибратором путем медленного его перемещения по поверхности бетона.

Продолжительность вибрирования на каждой позиции определяется прекращением оседания бетонной смеси и появлением цементного молока на ее поверхности.

Для ускорения процесса твердения бетона блоков рекомендуется применять хлористый кальций в количестве 2 % от веса цемента, считая на безводный CaCl₂, независимо от режима выдерживания бетона.

Категорически запрещается применять CaCl₂ в бетоне омоноличивания.

Перед разборкой забетонированной балки на составные элементы каждый блок маркируется /рис. 1.40/, а по стыкам наносятся риски с тем, чтобы при объединении балок на строительной площадке блоки устанавливались на свои места.



Рис. 1.40. Пример маркировки члененных пролетных строений.

Разборку изготовленной балки на блоки производят при достижении бетоном прочности М-200. Снятие элементов с поддона начинает с крайнего блока. Вначале с помощью крана блок отрывает от поддона, а затем поднимают и отправляют на склад готовой продукции. Последовательно такая операция продлевается со всеми блоками.

Раковины, обнаруженные на стыкуемых торцах блоков, категорически запрещается заделывать раствором или бетоном, поскольку при таких заделках и подмазках нарушится правильность формы отпечатка сопрягаемых торцов, и это может привести к образованию трещин в блоках в момент натяжения арматуры.

Заделка раковин и нарушенных частей бетона в торцах блоков производится при объединении балок в соответствии с § 96.

Блоки балок, имеющие в стенках, сквозные трещины, разбитый торец или обломы верхней или нижней полки, исправлению не подлежат и не могут быть использованы.

Необходимо, чтобы поверхность бетона или металла, на которую устанавливаются анкерные колодки, была ровной и перпендикулярной направлению пучка у выхода из канала. Перекос опорной поверхности допускается не выше 1/100.

При приемке изготовленных члененных конструкций допускаются те же отклонения в размерах элементов, что и для опалубки /§ 36/.

На каждую изготовленную члененную балку составляется паспорт по форме приложения № 1. На арматурные пучки, заготовленные для балки, составляется паспорт по форме приложения № 2.

1.3. Выводы. Цель и задачи исследования

1. Как следует из литературного обзора и анализа экспериментальных и теоретических исследований, посвященных работы конструкции мостам из легкого бетона, имеется еще целый ряд серьезных вопросов, требующих

решения или, по меньшей мере, уточнения. Несмотря на общность принципиального подхода к изучению основных физико-механических характеристик тяжелых и легких бетонов, имеются некоторые весьма существенные различия между структурами этих бетонов, которые не позволяют результаты и выводы, полученные для тяжелых бетонов механически переносить на область легких бетонов.

2. Анализ и обобщение ряда экспериментальных и теоретических исследований, проведенных различными авторами, посвященных комплексному применению конструктивных легких бетонов, и в первую очередь модифицированных конструкционных (керамзитобетон, шлакопемзобетон) взамен равнопрочных тяжелых бетонов на природных плотных заполнителях, показывает следующие основные преимущества как технологического, так и конструктивного характера:

- уменьшение массы здания до 30 %, что дает возможность снизить расход стальной арматуры на 12-15 % в нижележащих конструкциях и фундаментах; снижение расходов на устройство последних и расходов на строительство здания в целом;

- снижен теплоотдачи здания или повышение на 10-20 % уровня его тепловой защиты за счет повышения в целом теплотехнической однородности оболочечной конструктивной системы здания (наружных стен, покрытий, контактируемых с элементами несущего каркаса из относительно низкотеплопроводных конструктивных легких бетонов);

- повышение пожаробезопасности здания за счет более высокой огнестойкости легкого бетона в сравнении с тяжелым;

- упрощение технологии производства железобетонных конструкций и изделий на предприятиях стройиндустрии, изготовляющих и несущие, и ограждающие конструкции, что обусловлено использованием на бетономесительном узле предприятия крупного заполнителя одного вида и, соответственно, сокращением необходимых трактов подачи материалов и технологического оборудования; снижение транспортных расходов.

3. Вышеизложенное свидетельствует о явной перспективности конструктивных легких бетонов для применения в современных конструктивных системах зданий и инженерных сооружений. В настоящее время это является одной из важнейших задач развития строительного комплекса страны.

Целью диссертационной работы является анализ и обобщение результатов и выводов имеющихся экспериментальных и теоретических исследований по прочности и деформативности керамзитобетона при растяжении для совершенствования проектирования и расчета балок пролетных строений мостов комбинированного сечения из разных материалов и с разными физико-механическими свойствами с применением ЭВМ, а также разработка практических предложений и рекомендаций по подбору состава и приготовлению керамзитобетонной смеси с учетом зарубежного опыта использования этих бетонов в несущих конструкциях транспортного строительства.

В частности, предстоит решать следующие задачи:

1. Анализ и обобщение результатов и выводов имеющихся экспериментальных и теоретических исследований по прочности и деформативности керамзитобетона при растяжении.

2. Проведение численного эксперимента на ЭВМ по определению несущей способности балок пролетного строения мостов комбинированного сечения из разных материалов и с разными физико-механическими свойствами.

3. Уточнение некоторых показателей конструкций, направленных на совершенствование работы балочных пролетных строений, состоящих из модифицированной балки комбинированного сечения.

4. Разработка практических предложений и рекомендаций по подбору состава и приготовлению керамзитобетонной смеси с учетом зарубежного опыта использования этих бетонов в несущих конструкциях транспортного строительства.

ГЛАВА II. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ КЕРАМЗИТОБЕТОННЫХ ОБРАЗЦОВ ПРИ ОСЕВОМ РАСТЯЖЕНИИ

2.1. Несущая способность керамзитобетонных образцов при осевом растяжении

Прочность бетона на растяжение вместе с R_{bt} является его важнейшей прочностной характеристикой, которую учитывают при расчете бетонных и железобетонных конструкций по I и II группам предельных состояний. Значение R_{bt} и растяжимость бетонов очень важны при расчете конструкций по образованию трещин, они имеют решающее значение для элементов и конструкций, в которых не допустимы трещины по соображениям коррозии арматуры и фильтрации воды.

Прочность и деформативность конструкционного легкого бетона при осевом растяжении пока изучены мало. Это и неудивительно, так как и для обычного высокопрочного бетона, указанные вопросы исследованы далеко недостаточно. В предлагаемой работе в связи с исследованием вопросов прочности и деформативности конструкционного керамзитожелезобетона при сложных силовых воздействиях требовалось более достоверное определение R_{bt} и растяжимости керамзитобетона.

Прочность бетона на растяжение определяют несколькими способами: испытанием призм на осевое растяжение; расколом цилиндров, кубиков или призм; испытанием балочек на изгиб (растяжение при изгибе). Последний из них предусмотрен ГОСТами на испытание тяжелого, легкого и гидротехнического бетона, он более прост в методическом отношении. Отправным же моментом в этих испытаниях является прочность стандартных образцов призм на осевое растяжение, которая служит критерием оценки всех испытаний бетона на растяжение.

Изучение R_{bt} для легкого и тяжелого бетонов проведено испытанием опытных балочек-призм размером 15x15x60 см на изгиб и стандартных образцов-призм 10x10x40 см на раскалывание и осевое растяжение. Ниже изложены полученные опытные данные по R_{bt} и приведено сравнение их с теоретическими зависимостями.

Значение R_{bt} для тяжелого бетона. На основании материалов испытаний 72 балочек-призм размером 15x15x60 см на изгиб, 66 призм на раскалывание и осевое растяжение, а также анализа ранее выполненных исследований значения R_{bt} и результатов статистической обработки отношений R_{bt}/R (рис.2.9), получена в работе [23] зависимость прочности бетона на растяжение от кубиковой прочности

$$R_{bt} = \alpha \sqrt{R}, \quad (2.1)$$

где α - эмпирический коэффициент, равный 1,07 для тяжелого бетона.

Как видно из рис.2.9, эта зависимость вполне удовлетворительно описывает экспериментальные данные К.И.Вилкова по балочкам-призмам на изгиб и призмам на раскалывание и растяжение, а также опыты Писанко и Голикова, Гоннермана и Шумана /15/ для бетонов малой и средней прочности (до $R=40...45$ МПа). При этом значения R_{bt} по опытам К.И.Вилкова и других исследователей оказались ниже нормируемых данных по КМК. Так, для балочек-призм серий I и II отношение $R_{bt}/КМК$ оказалось 0,993, для образцов серий III и IV 0,944, в среднем для всех балочек-призм 0,968.

При испытании призм на раскалывание и осевое растяжение наблюдалась лучшая сходимости опытных и расчетных значений $R_{bt}/КМК$. При этом отклонения опытных и расчетных R_{bt} по КМК здесь те же, что и для балочек-призм, - соответственно 8,6 и 10,3 %.

Отношение R_{bt}/R по данным /20/, как и предполагалось, убывает с ростом прочности бетона. Для образцов из бетона низкой прочности оно составило 0,073, для высокопрочного бетона 0,055. Среднее значение этого отношения оказалось 0,064.

Что касается известной зависимости Фере то, как и ожидалось, она показала завышенные значения R_{bt} , особенно для бетонов средней и высокой прочности.

$$R_{bt} = 0,5R^{2/3}, \quad (2.2)$$

Исследованием установлено, что R_{bt} для тяжелого бетона следует определять по зависимости (2.1) или по КМК, но с введением поправочного коэффициента.

Значение R_{bt} для легкого бетона. В результате испытаний 132 балочек-призм на изгиб, 96 призм на раскалывание и растяжение, анализа ранее проведенных исследований /15/ значения R_{bt} и данных статистической обработки отношений $R_{bt}/КМК$ в работе /20/ получена та же общая зависимость R_{bt} от R , что и для тяжелого бетона (2.2). Но здесь коэффициент

$\alpha=1$, а поэтому указанная зависимость будет

$$R_{bt} = \sqrt{R}, \quad (2.3)$$

Эта формула учитывает пониженное значение R_{bt} для легких бетонов по сравнению с аналогичным по прочности тяжелым бетоном и вместе с тем вполне удовлетворительно описывает экспериментальные данные К.И.Вилкова по призмам на изгиб, раскалывание и растяжение, а также результаты исследований других авторов (рис.2.1) [9].

Значения R_{bt} в экспериментах оказались ниже нормативных по действующим /30/. Так, для образцов-балочек I и II серий значение $R_{bt}/КМК$ оказалось 0,952, для III и IV серий 0,892, а в среднем для всех образцов I- IV серий 0,925, т.е. на 7,5% ниже нормативных [23].

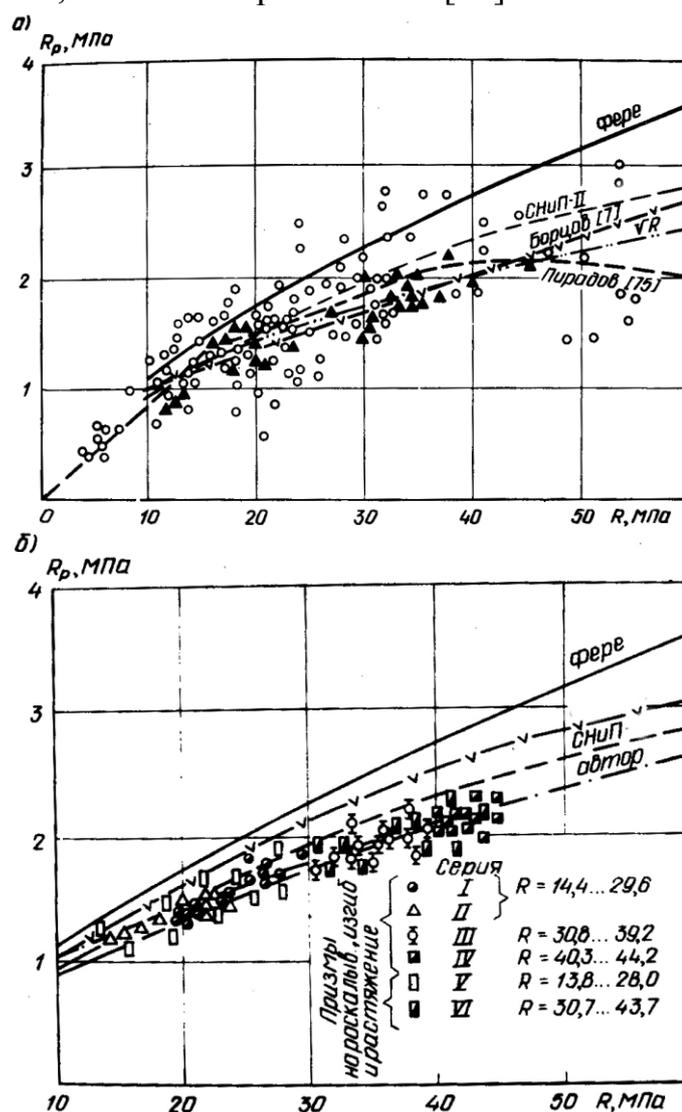


Рис. 2.1. Зависимость прочности керамзитобетона на растяжение от прочности на сжатие по теоретическим и опытным данным: а-различных исследователей; б –К.И.Вилкова [9].

При испытании призм на раскалывание и осевое растяжение отмечена та же картина в смысле сходимости опытных и расчетных данных по нормам, что и для аналогичных призм на изгиб. Так, среднее значение отношений $R_{bt}/КМК$ было почти таким же - 0,926. Правда, как и для тяжелого бетона,

наблюдается больший разброс опытных значений R_{bt} - средний коэффициент вариации для призм на раскалывание и растяжение $\nu = 8,81 \%$, а для балочек-призм на изгиб $4,13\%$.

Отклонение опытных и расчетных значений R_{bt} для легкого бетона по прежним нормам, как и ожидалось, оказалось выше, чем для тяжелого бетона. Так, по образцам-балочкам на изгиб оно составило в среднем $14,5 \%$ ($R_{bt}/KMK = 0,855$), а по призмам на раскалывание и растяжение $14,3 \%$. Правда, коэффициенты вариации этих отклонений отличаются в 2 раза (соответственно $4,37$ и $8,97\%$), что указывает на больший разброс значений R_{bt} для образцов-призм на раскалывание и растяжение.

Из анализа отношения R_{bt}/R для всех опытных легкобетонных образцов видно, что оно так же, как и для тяжелого бетона, убывает с ростом прочности керамзитобетона. Среднее значение этих отношений для призм на изгиб составило $0,061$ при коэффициенте вариации $\nu = 14,57 \%$, а для призм на раскалывание и растяжение также $0,061$, но при $\nu = 18,24 \%$.

Таким образом, для конструкционного керамзитобетона наблюдаются более стабильные по сравнению с тяжелым бетоном значения R_{bt} по испытаниям опытных образцов - призм на изгиб, раскалывание и растяжение. Такое постоянство значений R_{bt} объясняется большей однородностью легкого бетона.

Исследования значения R_{bt} подтверждают мнение ряда авторов о том, что легкий бетон обладает пониженной прочностью на растяжение по сравнению с тяжелым бетоном [1, 7, 9, 11, 13–16, 19, 20, 25–30, 32, 34, 36–57, 63–67]. При этом полученные данные по R_{bt} для образцов трех видов с одинаковой прочностью бетона почти совпадают, а незначительные отклонения для каждого их вида находятся в пределах естественного разброса. Поэтому R_{bt} для конструкционного керамзитобетона нами рекомендуется определять по зависимости (2.18) или по КМК с введением поправочного коэффициента $0,92$, учитывающего пониженную прочность легкого бетона на растяжение. В соответствии с этим следует ввести уточнения нормативных данных по R_{bt} для КМК и "Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из бетонов на пористых заполнителях" [60].

Результаты определения прочности на осевое растяжение R_{bt} сопоставлялись с полученными результатами определения кубиковой R и призмной R_b прочности. При этом указанное соотношение анализировалось с учетом макроструктуры материала.

Изменение количества керамзита в бетоне практически не приводило к изменению отношений R_{bt}/R и R_{bt}/R_b . В опытах [40–57] отношение R_b/R составило $0,05 \dots 0,06$, а $R_{bt}/R_b - 0,06 \dots 0,07$.

Такое высокое отношение R_b/R для керамзитобетона в наших опытах по сравнению с данными других авторов [9, 13] объясняется методикой испытания, где было обеспечено практическое осевое растяжение при испытании цилиндров. Кроме того, по данным работы [40–57] испытания на растяжение цилиндров показывают большие результаты по сравнению с

призмами, из-за меньшего влияния трения в углах образца.

Предельная растяжимость керамзитобетона, как и обычного (тяжелого) бетона, значительно меньше его предельной сжимаемости. По опытам /20/ с центрально-растянутыми бетонными призмами и балочками - призмами на изгиб при $R = 14...45$ МПа она была в пределах $(0,2...0,3) \times 10^{-3}$.

А в экспериментах с центрально - армированными призмами и при испытаниях сегментных ферм из конструкционного керамзитобетона была зафиксирована предельная растяжимость ε_{bR} в пределах $0,3...0,5$ мм/м [9, 13]. Тем самым, как и для тяжелого бетона, установлено положительное влияние арматуры на растяжимость керамзитобетона. При этом оба указанных значения ε_{bR} увеличивались с ростом прочности бетона.

Для тяжелого бетона аналогичных марок предельная растяжимость бетонных и армированных образцов оказалась соответственно в 1,5-1,6 раза меньшей, чем для керамзитобетона. Абсолютные значения предельной растяжимости: для бетонных образцов $\varepsilon_{bR} = (0,14...0,20) \times 10^{-3}$; для армированных элементов $\varepsilon_{bR} = (0,20...0,36) \times 10^{-3}$.

Полученные данные по предельной растяжимости конструкционного керамзитобетона подтверждаются аналогичными результатами других исследователей [1, 7, 9, 11, 13–16, 36–57, 63–67, 70–75]

Коэффициент поперечной деформации или коэффициент Пуассона ν , как известно, характеризует пластические свойства бетонов. В действующих нормах /30/ он принят для тяжелого и легкого бетона 0,2. В прежних нормах значение ν также принималось одинаковым для бетона обоих видов и равным 0,15. По данным американских исследователей /85/, коэффициенты Пуассона для высокопрочного керамзитобетона и тяжелого бетона имеют почти одинаковые значения и находятся в пределах 0,15-0,25, при этом для расчета принимают $\nu = 0,2$.

Существенная разница в нормировании значения ν объясняется далеко недостаточной изученностью этого вопроса. Между тем знание достоверных значений коэффициента поперечной деформации легкого и тяжелого бетонов при сжатии и растяжении необходимо при решении многих практических задач в железобетоне, связанных с пластическими свойствами бетонов (при кручении, изгибе с кручением и т.д.).

По данным ряда исследователей /20,29,32-39,42,49,50/, ν для легкого бетона колеблется в пределах 0,12-0,28. Для керамзитобетона, по опытам А. И. Ваганова /14/, коэффициент ν при сжатии:

Для $\eta = \sigma/R = 0,3$ $\nu = 0,15... 0,19$; для $\eta = \sigma/R = 0,5$ $\nu = 0,18... 0,23$; для $\eta = \sigma/R = 0,9$ $\nu = 0,24... 0,3$.

По данным Н.А. Корнева и А.А. Кудрявцева /33-35/, для керамзитобетона низких марок $\nu = 0,18$, а для шлакопемзобетона $\nu = 0,22$. По опытам Ю.И. Мешкаускаса [34], для конструкционного керамзитобетона с $R=15-35$ МПа значения ν составили при сжатии 0,2-0,22, при растяжении 0,23-0,2.

По опытам /15/ с керамзитобетонными призмами при сжатии и

растяжении с $R=14-45$ МПа средние значения ν равны: при сжатии $0,19-0,23$, а при растяжении $0,24-0,2$. Полученные данные весьма близки к результатам упомянутых выше опытов Ю.И. Мешкаускаса, а также к нормируемому среднему значению $\nu=0,2$. Для аналогичных по прочности призм из тяжелого бетона в наших опытах значения ν были при сжатии $0,17-0,22$ и при растяжении $0,22-0,18$. Следовательно, и для тяжелого бетона нормируемое значение $\nu=0,2$ правомерно.

E_b - начальный модуль упругости бетона дней увеличилось по сравнению с первоначальным: для керамзитобетонных элементов в 1,25 раза, в балках из тяжелого бетона в 1,15 раза. При этом интенсивное нарастание a_m наблюдалось также в первые 150-160 дней выдержки, а в дальнейшем происходила стабилизация этого значения. Средняя ширина раскрытия трещин к этому периоду составила $0,07$ мм, а к концу выдержки балок под нагрузкой $0,08-0,09$ мм.

Для экспериментального исследования прочности и деформации конструктивного керамзитобетона при осевом растяжении с учетом режимов загрузки нами проведены испытания образцов-цилиндров диаметром 70 мм и высотой 235 мм, изготовленных из керамзитобетона при испытании на растяжение осуществлялось на испытательной машине УММ - 20 с максимальной мощностью 200 кН с приложением нагрузки ступенями не более $0,1$ от ожидаемой разрушающей. Длительность выдержки на ступенях составляла три минуты.

В наших опытах при испытании на растяжение нагрузку на образец передавали через шарниры Гука с помощью цанговых захватов. Как показали проведенные ранее эксперименты [23], цанговые захваты обеспечивают равномерное распределение деформаций по длине образца и надежную передачу на образец осевого растягивающего усилия.

Предусматривалось вторичное испытание части образца, получившихся после разрушения при кратковременном и длительном испытании на растяжение. Таким образом, один и тот же образец испытывали 2 раза. При этом d/h изменялось от $1/3$ до $1/2$, что давало возможность сравнить полученный разброс значений прочности.

Учитывая результаты работы [23] по измерению деформаций бетона при кратковременном испытании на растяжение тензорезисторы наклеивали по четырем образующим цилиндра в их средней части цепочками (продольные) и в нескольких сечениях по высоте (поперечные). Тензорезисторы на образцах наклеивались по стандартной методике за три месяца до начала испытания. Деформация регистрировалась с помощью АИД-4М, выставленного на максимальную чувствительность, так что цена деления была равна $0,8 \times 10^{-5}$ от ед. деформации.

Разрушение образцов-цилиндров при растяжении происходило, в основном, в пределах свободной зоны между захватами по плоскости, перпендикулярной линии действия нагрузки. Лишь в отдельных случаях, в основном, для РС и ЦК имело место разрушение образцов внутри захвата.

Такие образцы испытывали повторно, а получившийся результат при первом нагружении при обработке данных эксперимента не учитывали.

Плоскость разрушения образцов из керамзитобетона при испытании как на сжатие, так и на растяжение проходила по растворной части и зернам заполнителя, а не по зоне сцепления, как это наблюдается в тяжелых бетонах такой же прочности [4, 24].

Отношение прочностей при сжатии и растяжении. Результаты определения прочности на осевое растяжение R_{bt} сопоставлялись с полученными результатами определения кубиковой R и признанной R_b прочности. При этом указанное соотношение анализировалось с учетом макроструктуры материала (табл.2.1).

Изменение количества керамзита в бетоне практически не приводило к изменению отношений R_{bt}/R и R_{bt}/R_b . В наших опытах отношение R_{bt}/R составило 0,05...0,06, а R_{bt}/R_b - 0,06...0,07. Такое высокое отношение R_{bt}/R для керамзитобетона в наших опытах по сравнению с данными других авторов [12,15,50] объясняется методикой испытания, где было обеспечено практически осевое растяжение при испытании цилиндров. Кроме того, по данным А.А.Кудрявцева [27] испытания на растяжение цилиндров, показывает большие результаты по сравнению с призмами, из-за меньшего влияния трения в углах образца.

Табл.2.1.

Результаты испытаний на осевое растяжение в возрасте 220 сут.

Серия	Прочность при растяжении, R_{bt} , МПа	Модуль упругости, E_{bt} , ГПа	Коэффициент Пуассона, ν_{et}	Растяжимость при $0,95R_{bt}$, $\epsilon_x \cdot 10^{-5}$
БН	2,54	24,9	0,18	10
БС	2,25	24,1	0,22	10
БВ	2,06	23,3	0,20	10

Расчетные кривые достаточно хорошо согласуются с экспериментальными. Расхождение между расчетными и экспериментальными значениями деформаций не превышало 5%.

На рис. 2.2. приведены зависимость прочности керамзитобетона на растяжение от прочности на сжатие по теоретическим и опытным данным различных исследователей [9, 11, 19, 40–57, 63–67].

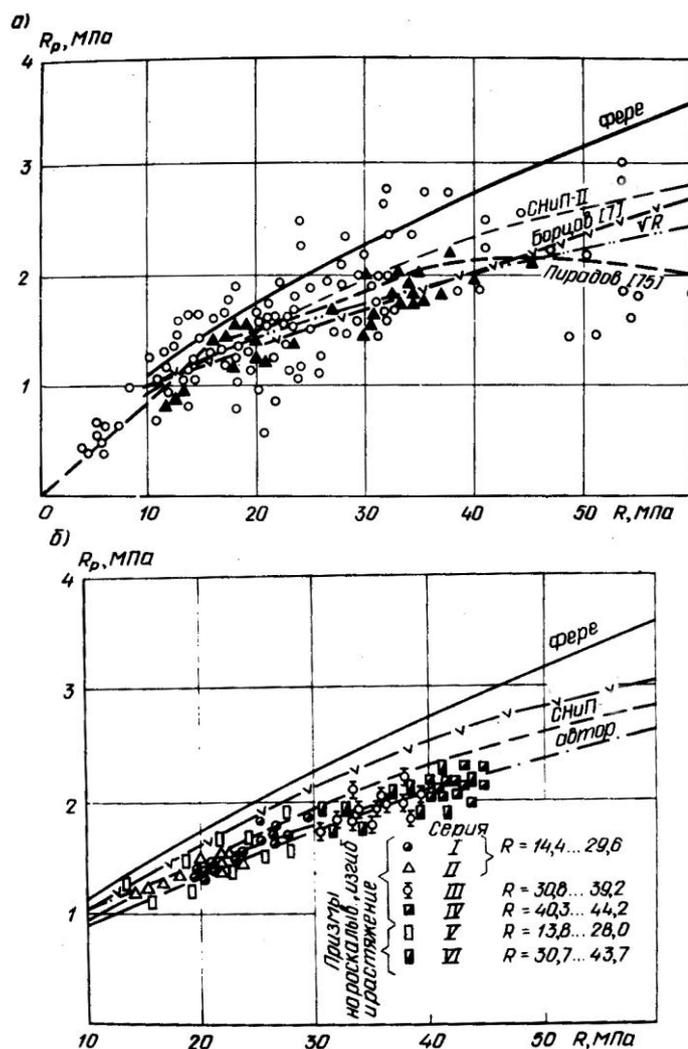


Рис.2.2. Зависимость прочности керамзитобетона на растяжение от прочности на сжатие по теоретическим и опытным данным: а-различных исследователей; б –К.И.Вилкова [9]

2.2. Деформативность и трещиностойкость керамзитобетонных образцов при осевом растяжении

Модуль упругости. В действующих нормах [22–23] и руководстве [60] приняты новые значения начального модуля упругости легких бетонов. В отличие от прежних норм здесь учтены рекомендации ЕКБ, основанные на многочисленных опытных данных отечественных и зарубежных исследователей [1, 7, 9, 11, 13–16, 19, 20, 25–30, 32, 34, 36–57, 63–67, 70–80]. При этом установлено, что начальный модуль упругости легкого бетона данной марки зависит от его плотности, а не от свойств и вида применяемых заполнителей.

В основу предложения по нормированию значений модуля упругости для бетонов на пористых заполнителях положено уравнение (2.4) со средним значением коэффициента вариации υ (при колебании его от 0,08 до 0,23) [40–57].

$$E=3130\gamma R^{1/3}, \quad (2.4)$$

где γ - средняя плотность бетона, т/м^3 ; R - кубиковая прочность, МПа.

Однако зависимость (2.4) дает лишь обобщенные значения модуля упругости легкого бетона, приготовленного на пористом и кварцевом песке и их смеси. А для конструкционного легкого бетона на кварцевом песке, применяемого в несущих конструкциях, эта зависимость дает заниженные значения модуля упругости. Так, в проведенном исследовании значения E_b для конструкционного керамзитобетона с $R = 14-45$ МПа и плотностью выше 1400 кг/м^3 на основании математической обработки экспериментальных данных получена формула

$$E = 3600\gamma R^{1/3}, \quad (2.5)$$

где γ и R имеют те же обозначения, что и в зависимости (2.4).

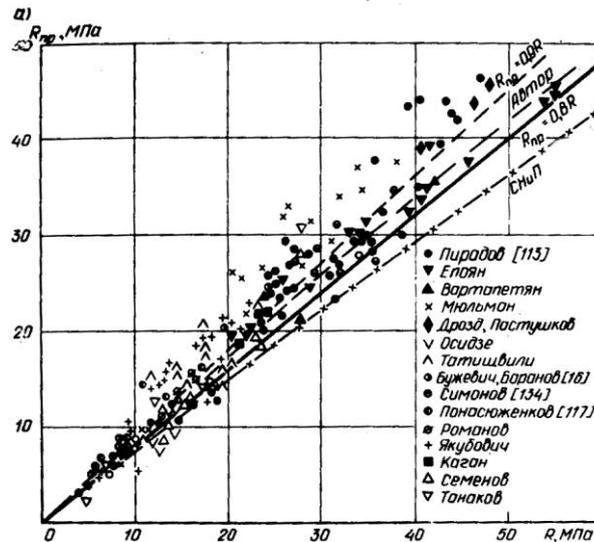


Рис.2.3. Зависимость призмной прочности от кубиковой прочности легкого бетона по теоретическим данным К.И.Вилкова и опытным данным других авторов [9]

На рис. 2.4 приведены обобщенные экспериментальные данные НИИЖБа /42/ для керамзитобетона на пористом и кварцевом песке и их смеси, среднестатистическая ломаная $E_b = f(\gamma R^{1/3})$ и аппроксимирующая, отвечающая уравнениям $E_b \pm 2\sigma$ и $E_b \pm 3\sigma$

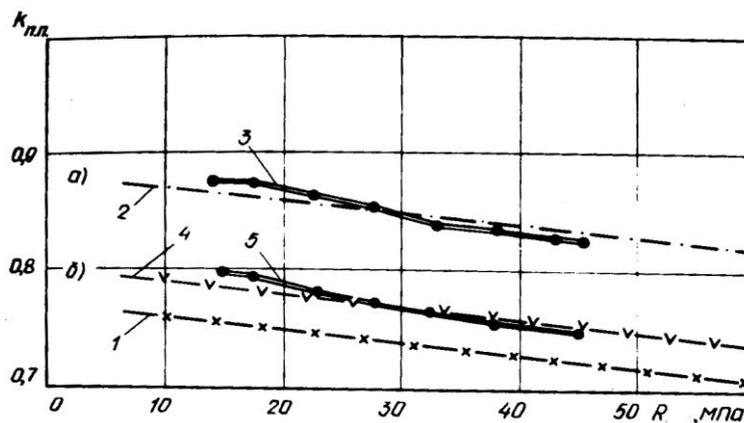


Рис.2.4. Среднестатистические значения $K_{пл}$ для легкого бетонов. 1 - нормируемые по КМК; 2, 3 - по предлагаемой зависимости К.И.Вилкова и фактические для легкого бетона; 4, 5 - то же, для тяжелого бетона

При этом анализ расположения экспериментальных данных (рис.2.4) относительно тех же линий $E_b \pm 2\sigma$ и $E_b \pm 3\sigma$, которые приняты на рис.2.7, также позволяет сделать вывод, что, во-первых, они подчиняются закону нормального распределения и, во-вторых, предложенная зависимость (2.5) достаточно достоверно оценивает значения модуля упругости для конструкционного легкого бетона и их связь с его плотностью и прочностью.

Из сравнения зависимостей (2.5) и (2.5) видно, что последняя дает повышенные на 15% значения модуля упругости для конструкционного керамзитобетона. Эти значения E_b подтверждаются многочисленными экспериментальными данными, они приняты нами для всех последующих расчетов при определении жесткости изгибаемых, внецентренно-сжатых и косоизгибаемых элементов и конструкций.

На рис.2.5 показано сравнение имеющихся зависимостей для определения модуля упругости легких бетонов [9]. Из него видно, что полученная зависимость (2.5) при $R = 15-30$ МПа хорошо согласуется данными КМК и формулы В.И. Мурашева, а для R в пределах $30 \dots 45$ МПа она близка к тем же данным, а также зависимостям ВНИИЖБа /21/ Г.Д. Цискрели и А.Б. Пирадова /50/. Здесь видно также, что формула ЕКБ /42/ дает значительное завышение значений E_b по сравнению с другими предложениями.

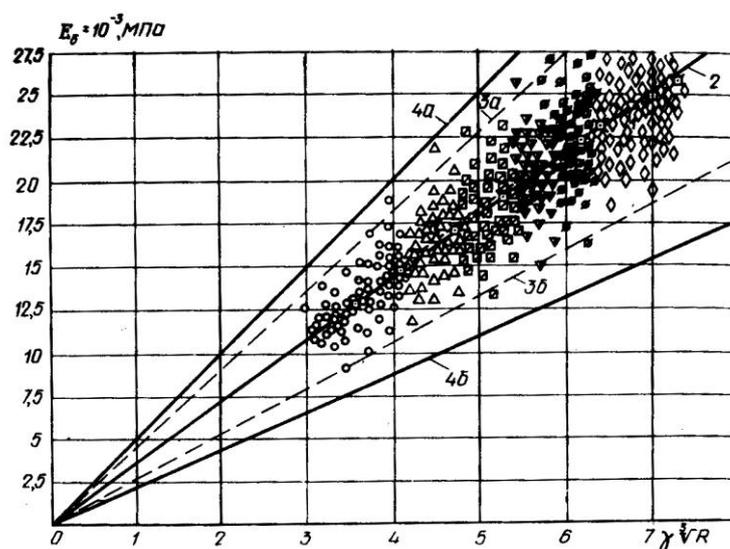


Рис.2.5. Зависимость $E_b=f(\gamma R^{1/3})$ для керамзитобетона по обобщенным данным НИИЖБ. 1- среднестатистические значения; 2 - линия регрессии $E= 3130\gamma R^{1/3}$ аппроксимирующая кривую 1 для керамзитобетона; 3 - граничные линии, отвечающие уравнениям $E_b \pm 2\sigma$: 3а - $E_b \pm 2\sigma = 4070 \gamma R^{1/3}$; 3б- $E - 2\sigma = 2190\gamma R^{1/3}$; 4 то же - $E + 3\sigma$ 4а= $E + 3\sigma = 4540\gamma R^{1/3}$ 4б - $E_b - 3\sigma + 1720\gamma R^{1/3}$

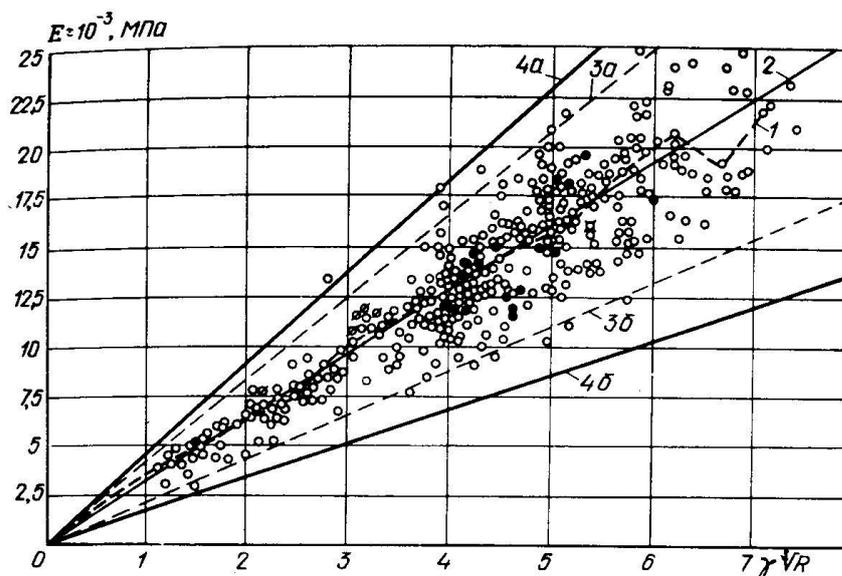


Рис.2.6. Зависимость $E_b=f(\gamma R^{1/3})$ для конструкционного керамзитобетона по данным К.И.Вилкова: 1 - среднестатистические значения; 2 - линия регрессии $E_b = f(\gamma R^{1/3})$, аппроксимирующая кривую 1; 3 - граничные линии, отвечающие уравнениям $E_b \pm 2\sigma$: 3а - $E_b + 2\sigma = 4540 \gamma R^{1/3}$; 3б - $E_b - 2\sigma = 2660 \gamma R^{1/3}$; 4 - то же $E_b \pm 3\sigma$; 4а - $E_b + 3\sigma = 5000 \gamma R^{1/3}$; 4б - $E_b - 3\sigma = 2200 \gamma R^{1/3}$.

С учетом вышеизложенного К.И. Вилков рекомендует при переиздании нормативных документов включить в них данные, регламентирующие значения начального модуля упругости конструкционных легких бетонов в зависимости от их прочности и средней плотности [9]. Это предложение повышает степень соответствия нормативных значений модуля упругости указанных бетонов фактическим данным по сравнению с действующими нормами /30,31/. Что касается модуля упругости тяжелого бетона тех же классов В15-В45, то на основании проведенных исследований с 326 призмами сечением 15x15 и 10x10 см также установлено некоторое превышение значений E_b по сравнению с нормативными данными. Правда, это превышение незначительно - в пределах 4-7 % (в среднем 5%), однако качественная картина этого обстоятельства вполне очевидна.

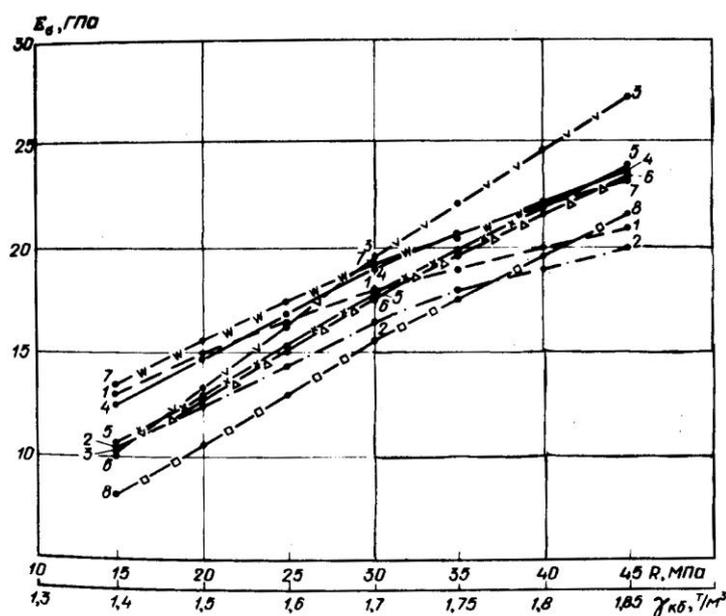


Рис.2.7. Зависимость начального модуля упругости конструкционного легкого бетона от его прочности R , МПа, и средней плотности γ , т/м³. 1- СНиП. II-V.1-62; 2 - КМК; 3 - ЕКБ; 4 - К.И.Вилков; 5 - ВНИИЖелезобетон; 6 – Цискрели, Пирадов; 7 - Мурашов; 8 - Американский институт бетона.

Оценивая нормативные значения модуля упругости тяжелого бетона по выражениям (2.4) и (2.5) соответственно при естественном твердении бетона и с пропариванием (при атмосферном давлении), нами получены уточненные зависимости для этой величины (2.6) и (2.7) :

$$E_{b, \text{ест тв КМК}} = 5235 \sqrt{R}, \quad (2.14) \quad E_{b, \text{проп КМК}} = 4765 \sqrt{R}, \quad (2.6)$$

$$E_{b, \text{ест тв}} = 5500 \sqrt{R}, \quad (2.16) \quad E_{b, \text{проп}} = 5000 \sqrt{R}, \quad (2.7)$$

где E_b и R приняты в МПа.

Полученные значения модуля упругости для конструкционного легкого и тяжелого бетона (2.13) и (2.14, 2.15) и приняты во всех последующих расчетах при определении жесткости изгибаемых, внецентренно-сжатых и косоизгибаемых элементов и конструкций. При этом получено хорошее совпадение соответствующих опытных и расчетных данных.

Плоскость разрушения образцов из керамзитобетона при испытании как на сжатие, так и на растяжение проходила по растворной части и зернам заполнителя, а не по зоне сцепления, как это наблюдается в тяжелых бетонах такой же прочности /4,24/.

Сравнение модулей упругости при сжатии E_b и растяжении E_{bt} в одинаковых возрастах показало, что их значения не во всех случаях были одинаковыми (см.табл.2.7). Отношение E_{bt}/E_b изменялось с возрастом, снижаясь с его увеличением. Это обусловилось более интенсивным ростом значения E_b при практически инвариантности E_{bt} от возраста.

Сопоставление зависимостей «модуль упругости - объем заполнителя»

при сжатии и растяжении показало, что хотя влияние объема заполнителя было не очень значительным, но его характер был сходным. Для керамзитобетона модуль упругости, как при сжатии, так и при растяжении по мере увеличения объема керамзита уменьшается, а по мере увеличения объема мелкого заполнителя монотонно увеличивается.

Сжимаемость и растяжимость. Коэффициент поперечной деформации. Основным условием нормальной работы железобетонных конструкций является совместность деформаций бетона и арматуры. Поэтому знание предельных деформаций сжатия и растяжения бетона, характеризующих степень использования арматуры в конструкциях, крайне необходимо. Эти важнейшие характеристики бетона очень важны также при экспериментах и контрольных испытаниях с железобетонными конструкциями, позволяя определять их фактическое напряженно-деформированное состояние.

Как известно, легкие бетоны обладают повышенной деформативностью по сравнению с аналогичным по прочности тяжелым бетоном [40–57]. Поэтому в сжатых зонах легкобетонных элементов и конструкций степень использования арматуры становится более эффективной. А это позволяет использовать здесь арматуру с повышенными прочностными характеристиками.

На рис.2.15 даны экспериментальные значения предельной сжимаемости легкого бетона ε_{bR} в зависимости от вида и прочности бетона по данным К.И.Вилкова и других исследователей. Здесь же приведены значения ε_{bIR} полученные из экспериментов с армированными легкобетонными изгибаемыми и внецентренно-сжатыми элементами, а также нормируемые данные по прежним и действующим нормам [9] и рекомендуемые расчетные кривые для определения указанных значений предельной сжимаемости.

Значения ε_{bR} для бетона по призмам и железобетона в балках и колоннах вычисляли с помощью тензорезисторов омического сопротивления в момент непосредственно перед разрушением этих элементов. В результате обработки экспериментальных данных [20] получены средние значения ε_{bR} интервалов прочности в 5 МПа. Как и ожидалось, железобетонные элементы из легкого и тяжелого бетонов имели соответственно большую сжимаемость (в среднем в 1,5 раза) по сравнению с бетонными, но характер зависимости ε_{bR} от R здесь был практически одинаковым. Предельная сжимаемость элементов из бетона обоих видов увеличивалась с ростом его прочности.

Согласно данным [15] и опытам других авторов [3,4,5,11-15,17-18,20-23,29,32-39,42-47,49,50] для конструкционного керамзитобетона с 14-45 МПа предельные деформации сжатия следует определять по формуле

$$\varepsilon_{np} = (5,5 R + 30) 10^{-5}, \quad (2.8)$$

где R - прочность керамзитобетона, МПа.

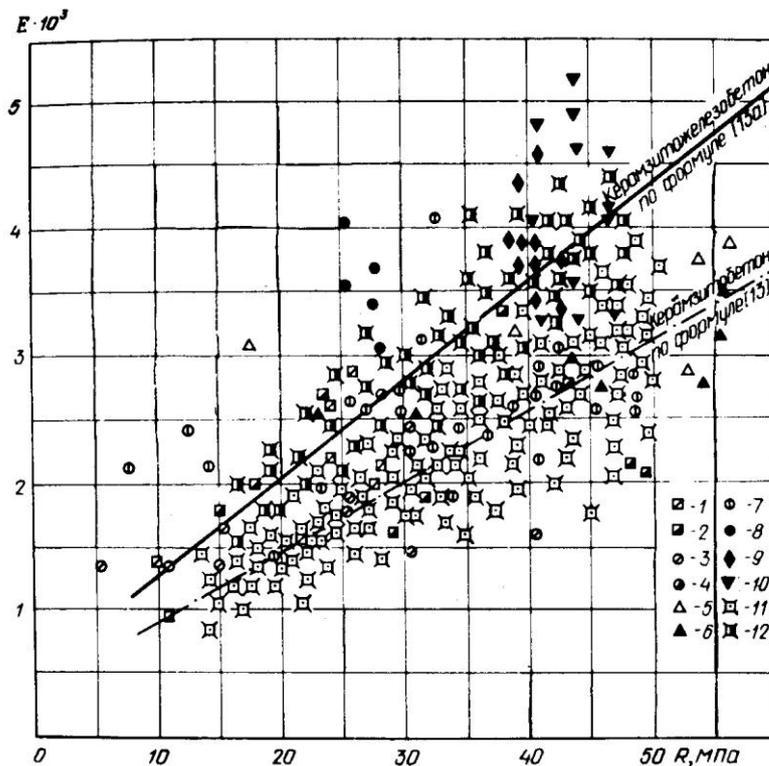


Рис.2.8. Предельная сжимаемость легкого бетона и железобетона в зависимости от R. 1- керамзитобетон /50/; 2- то же, /14/; 3 - то же, /35/; 4 - аглопоритобетон; 5-туфобетон; 6–то же дзамитобетон; 7- литоиднопемзобетон; 8-керамзитожелезобетон (балки); 9 -литоиднопемзожелезобетон (балки); 10 - аглопоритожелезобетон (балки) /50/; 11- керамзитобетон (К.И.Вилков) /15/; 12 - керамзитожелезобетонные балки (К.И.Вилков) /15/.

Анализ полученных данных, а также результатов других исследователей [1, 7, 9, 11, 13–16, 19, 20, 25–30, 32, 34, 36–57, 63–67, 70–80] показывает, что значение ϵ_{bR} для конструкционного керамзитобетона изменяется в больших пределах в зависимости от его прочности - от 0,85 до 2,76 мм/м. Для тяжелого бетона аналогичных марок эти значения несколько меньше - от 0,7 до 2,35 мм/м.

Предельная сжимаемость этого бетона в армированных элементах (балках и колоннах) была выше, чем в бетонных, в 1,4-1,5 раза. Эту величину рекомендуется определять по выражению.

$$\epsilon_{np} = 1,4 (5,5R + 30)10^{-5}, \quad (2.9)$$

Предельная сжимаемость для тяжелого бетона тех же марок и железобетона была соответственно ниже, чем для керамзитобетона и армированных элементов из него. По данным К.И.Вилкова [9] и других исследователей ее можно определять по следующим формулам:

$$\text{для бетонных элементов} \quad \epsilon_{bR} = (5,5 R + 15)10^{-5}, \quad (2.10)$$

$$\text{для железобетона} \quad \epsilon_{bR} = 1,4 (5,5R + 15)10^{-5}, \quad (2.11)$$

Большие значения коэффициента вариации для деформации (ϵ_x) при $\sigma=0,95R_b$ связаны также с низкой точностью определения этой

характеристики при выдержке нагрузок на ступени предшествующей разрушению, когда псевдопластическая часть деформации непрерывно растет во времени, переходя из области кратковременной ползучести в ползучесть.

Модуль упругости. Для всех исследованных серий модуль упругости при сжатии к концу эксперимента ($\tau_1 = 200$ сут.) был на 20-30% выше, чем в возрасте τ_1 , равном 28 суток. Рост модуля упругости при растяжении был менее значителен. Полученные данные о нарастании модуля упругости керамзитобетона при сжатии во времени можно аппроксимировать зависимостью [9].

$$E_b(t) = 24(1 - e^{-0.01t}) \times 10^3, \quad (2.12)$$

Полученные в эксперименте значения E_b были сопоставлены с рассчитанными (2.23). Последние выведены исходя из представления, что модуль упругости бетона зависит от модулей упругости и объемов его составляющих матрицы ($E_m, V_m/V_b$) и крупного заполнителя ($E_{c.ag}, V_{c.ag}/V_b$).

В данном случае изменение модуля упругости керамзитобетона целиком определялось изменением объемного содержания и модулей упругости его компонентов и подтвердило, что предлагаемые формулы [23] позволяют с достаточной для практики точностью прогнозировать значение E_b . Этот результат еще раз подтверждает ранее высказанные В.Г. Довжиком и В.А. Дорфом [14] утверждения, что модуль упругости для керамзитобетона можно находить расчетным путем.

Сравнение экспериментальных и расчетных значений модуля упругости, полученных зависимостью Максвелла позволяет с достаточной для практики точностью прогнозировать значение E_b .

$$E_b = E_m \frac{E_{c.ag} + 2E_m - 2V_{c.ag}/V_b(E_m - E_{c.ag})}{E_{c.ag} + 2E_m + V_{c.ag}/V_b(E_m - E_{c.ag})}, \quad (2.13)$$

где $V_b, V_{c.ag}$ – содержание бетона и крупного заполнителя, E_m – модуль упругости матрицы; $E_{c.ag}$ – модель упругости крупного заполнителя

Сравнение экспериментальных и расчетных значений E_b показало, что зависимость (2.23), для которой расхождение не превышало 3% является наиболее предпочтительными. Их следует рекомендовать для включения в нормативные документы.

Коэффициент Пуассона. Значения коэффициента Пуассона при сжатии $\nu_{et} = \nu_e \cong 0.20$ соответствуют регламентируемому в действующих нормах [22, 23].

По экспериментальным диаграммам были определены значения деформации при 0,95 от разрушающей нагрузки, поскольку данные о сжимаемости бетона используются для решения ряда вопросов при проектировании и оценки результатов исследований. Для керамзитобетона, как и для тяжелого бетона, сжимаемость зависит от ряда факторов, из

которых наиболее важным можно считать прочность бетона, материал заполнителя и уровень напряжения бетона.

Средние деформации керамзитобетона испытанных серий изменялись в пределах соответственно $(150...190) \times 10^{-5}$ при сжатии. Такое низкое значение деформации для керамзитобетона по сравнению с данными ряда исследователей /20,29,32-39,42,49,50/ можно объяснить тем, что в наших опытах исследовался керамзитобетон плотной структуры в старом возрасте, тогда как данные, приведенные в упомянутых работах, получены для бетона в молодом возрасте и при напряжении, соответствующем пределу прочности.

Предельная растяжимость керамзитобетона, как и обычного (тяжелого) бетона, значительно меньше его предельной сжимаемости. По опытам /20/ с центрально-растянутыми бетонными призмами и балочками - призмами на изгиб при $R = 14...45$ МПа она была в пределах $(0,2...0,3) \times 10^{-3}$.

А в экспериментах с центрально - армированными призмами и при испытаниях сегментных ферм из конструкционного керамзитобетона была зафиксирована предельная растяжимость ε_{bR} в пределах $0,3...0,5$ мм/м /20/. Тем самым, как и для тяжелого бетона, установлено положительное влияние арматуры на растяжимость керамзитобетона. При этом оба указанных значения ε_{bR} увеличивались с ростом прочности бетона.

Для тяжелого бетона аналогичных марок предельная растяжимость бетонных и армированных образцов оказалась соответственно в 1,5-1,6 раза меньшей, чем для керамзитобетона. Абсолютные значения предельной растяжимости: для бетонных образцов $\varepsilon_{bR} = (0,14...0,20) \times 10^{-3}$; для армированных элементов $\varepsilon_{bR} = (0,20...0,36) \times 10^{-3}$.

Полученные данные по предельной растяжимости конструкционного керамзитобетона подтверждаются аналогичными результатами других исследователей [1, 13–16, 25–30, 32, 34, 36–57, 63–67, 70–74].

Коэффициент поперечной деформации или коэффициент Пуассона ν , как известно, характеризует пластические свойства бетонов. В действующих нормах /30/ он принят для тяжелого и легкого бетона 0,2. В прежних нормах значение ν также принималось одинаковым для бетона обоих видов и равным 0,15. По данным американских исследователей [70, 78], коэффициенты Пуассона для высокопрочного керамзитобетона и тяжелого бетона имеют почти одинаковые значения и находятся в пределах 0,15-0,25, при этом для расчета принимают $\nu = 0,2$.

Существенная разница в нормировании значения ν объясняется далеко недостаточной изученностью этого вопроса. Между тем знание достоверных значений коэффициента поперечной деформации легкого и тяжелого бетонов при сжатии и растяжении необходимо при решении многих практических задач в железобетоне, связанных с пластическими свойствами бетонов (при кручении, изгибе с кручением и т.д.).

По данным ряда исследователей [1, 9, 13–16, 19, 20, 25–30, 32, 34, 36–57, 63–67], ν для легкого бетона колеблется в пределах 0,12-0,28. Для керамзитобетона, по опытам А. И. Ваганова [9], коэффициент ν при сжатии:

Для $\eta = \sigma/R = 0,3$ $\nu = 0,15 \dots 0,19$; для $\eta = \sigma/R = 0,5$ $\nu = 0,18 \dots 0,23$; для $\eta = \sigma/R = 0,9$ $\nu = 0,24 \dots 0,3$.

По данным Н.А. Корнева и А.А. Кудрявцева [33-35], для керамзитобетона низких марок $\nu = 0,18$, а для шлакопемзобетона $\nu = 0,22$. По опытам Ю.И. Мешкаускаса [34], для конструкционного керамзитобетона с $R=15-35$ МПа значения ν составили при сжатии $0,2-0,22$, при растяжении $0,23-0,2$.

По опытам [15] с керамзитобетонными призмами при сжатии и растяжении с $R=14-45$ МПа средние значения ν равны: при сжатии $0,19-0,23$, а при растяжении $0,24-0,2$. Полученные данные весьма близки к результатам упомянутых выше опытов Ю.И. Мешкаускаса, а также к нормируемому среднему значению $\nu=0,2$. Для аналогичных по прочности призм из тяжелого бетона в наших опытах значения ν были при сжатии $0,17-0,22$ и при растяжении $0,22-0,18$. Следовательно, и для тяжелого бетона нормируемое значение $\nu = 0,2$ правомерно.

E_b - начальный модуль упругости бетона дней увеличилось по сравнению с первоначальным: для керамзитобетонных элементов в 1,25 раза, в балках из тяжелого бетона в 1,15 раза. При этом интенсивное нарастание a_m наблюдалось также в первые 150-160 дней выдержки, а в дальнейшем происходила стабилизация этого значения. Средняя ширина раскрытия трещин к этому периоду составила $0,07$ мм, а к концу выдержки балок под нагрузкой $0,08-0,09$ мм.

Нелинейность диаграмм деформирования керамзитобетона была оценена согласно методу В.М.Бондаренко [8] по выражению:

$$\varepsilon_m = \left[1 + \eta_m (\sigma / R)^{m_M} \right] \sigma / E_b, \quad (2.14)$$

где η_M, m_M - параметры нелинейности деформирования, определяемые из опытом; E_b - модуль упругости бетона;

ε_M - деформация, соответствующая напряжению σ_b . В работе [8] для тяжелого бетона значения η_M, m_M приняты в зависимости от прочности материала:

$$\text{- при осевом сжатии: } \eta_M = 37,5 / R_b; \quad m_M = 5,7 + 0,05R_b, \quad (2.15)$$

$$\text{- при осевом растяжении: } \eta_M = 0,3 + 37,5 / R_{bt}; \quad m_M = 0,8 + 0,23R_{bt}, \quad (2.16)$$

Сравнительный анализ опытных диаграмм деформирования керамзитобетона и построенных по выражениям (2.4-2.6) показал, что при уровнях напряжений $\eta > 0,70$ расхождение опытных и расчетных значений превышало $15 \dots 20\%$, т.е. нелинейность диаграмм деформирования для керамзитобетона была значительно меньше, чем для тяжелого бетона.

На основании опытных данных значения параметра η_M определялись

по выражениям:

при сжатии $\eta_M = 3,75 / R_b$,

при растяжении $\eta_M = 0,03 + 0,037 R_{bt}$

Рассчитанные по выражению (2.4) с учетом сказанного диаграммы деформирования керамзитобетона при осевом сжатии показаны на рис.2.9.

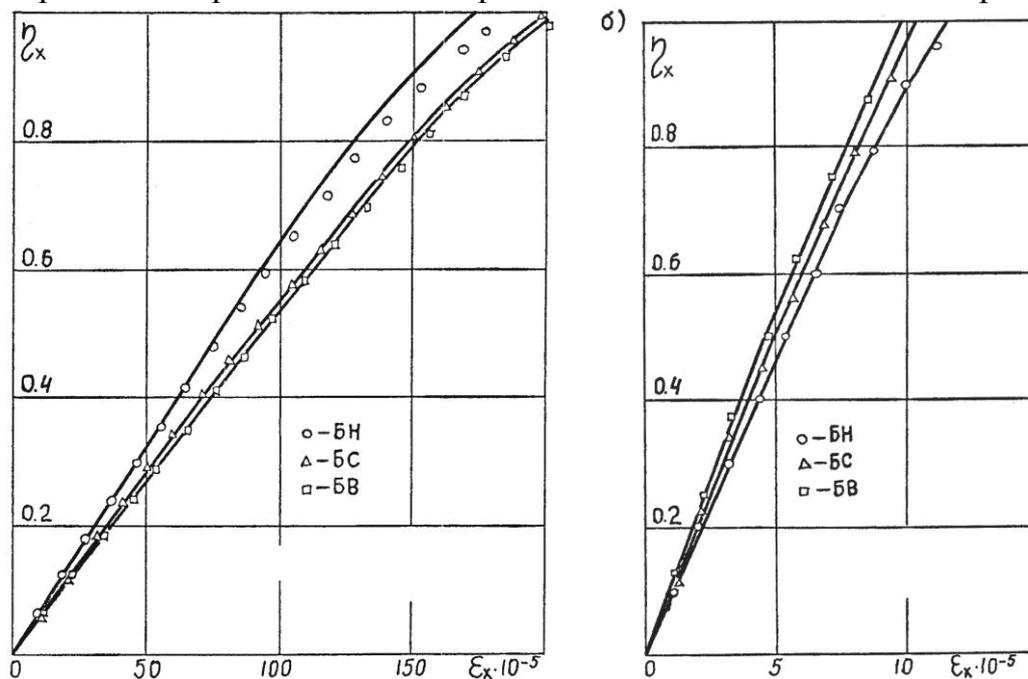


Рис.2.9. Аппроксимация опытных данных по продольным деформациям керамзитобетона при осевом сжатии (а) и растяжении (б).

2.3. Выводы по главе II

Обобщение результатов и выводов ряда исследований, проведенных различными авторами, посвященных прочности и деформации легкого бетона при осевом растяжении позволило сделать следующие выводы:

1. Выявлено, что при увеличении содержания крупного заполнителя от 29% до 42% при практически постоянной прочности на сжатие модуль упругости керамзитобетона при и растяжении монотонно уменьшается соответственно на 12...15% и 6...10% в зависимости от возраста. Для приближенного определения его величины может быть использована зависимость ();

2. Установлено, что растяжимость, определенная при $0,95R_{bt}$ и начальный коэффициент Пуассона при осевом растяжении не зависит от состава. При этом значения начального коэффициента Пуассона керамзитобетона при растяжении соответствуют регламентируемому в СНиП;

3. Прочность при осевом растяжении монотонно снижается (до 10-15%) с увеличением объемного содержания керамзита от 29% до 42%. Соотношение R_{bt}/R для керамзитобетона плотной структуры в исследованном диапазоне прочностей может быть приближенно, принять равным

0,05;

4. Выявлено, что при увеличении содержания крупного заполнителя от 29% до 42% при практически постоянной прочности на сжатие модуль упругости керамзитобетона при осевом растяжении монотонно уменьшается соответственно на 12...15% и 6...10% в зависимости от возраста. Для приближенного определения его величины может быть использована зависимость (2.13);

5. Получены удобные для практического применения эмпирические формулы для прогнозирования и описания характера изменения прочности при осевом растяжении (2.4 и 2.5) и модуля упругости (2.13), позволяющие учесть при проектировании керамзитобетонных конструкций для любого интересующего срока времени;

6. Установлено, что характер деформирования керамзитобетона при кратковременном осевом растяжении хорошо описывается формулой, предложенной В.М.Бондаренко (2.14).

ГЛАВА III. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ БАЛКИ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТОВ КОМБИНИРОВАННОГО СЕЧЕНИЯ

3.1. Основные принципы расчета балки пролетного строения мостов комбинированного сечения

Исходные данные и основные принципы расчета. Эскизное проектирование балки с комбинированным сечением для условий Республики Узбекистан. Теоретические разработки по обоснованию основных показателей балок пролетных строений с комбинированным сечением приводились на конкретном примере расчета пролетного строения автодорожного моста на дороге II технической категории, пролетом 15.0 м, имеющий габарит Г-11.5 и два тротуара по 1.5 м (рис.3.3).

Пролетное строение образовано из трех балок, объединенные между собой по плите проезжей части, выполненной из керамзитобетона. Тротуары на консолях плиты. Они отделены от проезжей части барьерами безопасности полужесткого типа. По плите дается 2% уклон от середины пролетного строения к краям, чтобы обеспечить водоотвод без увеличения толщины слоев ездового полотна проезжей части. Расчетная схема пролетного строения - однопролетная балка с расчетным пролетом $L=14.4$ м.

Нами рассматривались три варианта конструкции комбинированной балки пролетного строения моста:

1-вариант – плита и балки пролетного строения моста из обычного тяжелого бетона;

2-вариант – плита пролетного строения моста из керамзитобетона, а балки из обычного тяжелого бетона;

3-вариант – плита и балки пролетного строения моста из керамзитобетона.

По исходным данным, приведенным в выше был проведен расчет керамзитожелезобетонной балки пролетного строения моста на ЭВМ (см. приложение 2) по программе LIRA, проектирующей систему несущих конструкций строительных объектов, разработанной НИИАСС опытная эксплуатация ЦНИИЭПУЗ г. Москва и НИИАСС ГОССТРОЯ Украины. 01/31/01. Версия 9.6

Программный комплекс LIRA предназначен для расчета и проектирования строительных и машиностроительных конструкций различного назначения и функционирует под управлением операционной системы MS Windows.

По полученным результатам была составлена принципиальная схема армирования керамзитожелезобетонной плиты и балки пролетного строения моста (см. приложение 2).

Заключения по диссертации

1. Как следует из литературного обзора и анализа экспериментальных и теоретических исследований, посвященных работы конструкции мостам из легкого бетона, имеется еще целый ряд серьезных вопросов, требующих решения или, по меньшей мере, уточнения. Несмотря на общность принципиального подхода к изучению основных физико-механических характеристик тяжелых и легких бетонов, имеются некоторые весьма существенные различия между структурами этих бетонов, которые не позволяют результаты и выводы, полученные для тяжелых бетонов механически переносить на область легких бетонов.

2. Анализ и обобщение ряда экспериментальных и теоретических исследований, проведенных различными авторами, посвященных комплексному применению конструктивных легких бетонов, и в первую очередь модифицированных конструкционных (керамзитобетон, шлакопемзобетон) взамен равнопрочных тяжелых бетонов на природных плотных заполнителях, показывает следующие основные преимущества как технологического, так и конструктивного характера:

- уменьшение массы здания до 30 %, что дает возможность снизить расход стальной арматуры на 12-15 % в нижележащих конструкциях и фундаментах; снижение расходов на устройство последних и расходов на строительство здания в целом;

- снижение теплоотдачи здания или повышение на 10-20 % уровня его тепловой защиты за счет повышения в целом теплотехнической однородности оболочечной конструктивной системы здания (наружных стен, покрытий, контактируемых с элементами несущего каркаса из относительно низкотеплопроводных конструкционных легких бетонов);

- повышение пожаробезопасности здания за счет более высокой огнестойкости легкого бетона в сравнении с тяжелым;

- упрощение технологии производства железобетонных конструкций и изделий на предприятиях стройиндустрии, изготавливающих и несущие, и

ограждающие конструкции, что обусловлено использованием на бетоносмесительном узле предприятия крупного заполнителя одного вида и, соответственно, сокращением необходимых трактов подачи материалов и технологического оборудования; снижение транспортных расходов.

3. Вышеизложенное свидетельствует о явной перспективности конструкционных легких бетонов для применения в современных конструктивных системах зданий и инженерных сооружений. В настоящее время это является одной из важнейших задач развития строительного комплекса страны.

4. Обобщение результатов и выводов ряда исследований, проведенных различными авторами, посвященных прочности и деформации легкого бетона при осевом растяжении позволило сделать следующие выводы:

- выявлено, что при увеличении содержания крупного заполнителя от 29% до 42% при практически постоянной прочности на сжатие модуль упругости керамзитобетона при и растяжении монотонно уменьшается соответственно на 12...15% и 6...10% в зависимости от возраста. Для приближенного определения его величины может быть использована зависимость ();

- установлено, что растяжимость, определенная при $0,95R_{bt}$ и начальный коэффициент Пуассона при осевом растяжении не зависит от состава. При этом значения начального коэффициента Пуассона керамзитобетона при растяжении соответствуют регламентируемому в СНиП;

- прочность при осевом растяжении монотонно снижается (до 10-15%) с увеличением объемного содержания керамзита от 29% до 42%. Соотношение R_{bt}/R для керамзитобетона плотной структуры в исследованном диапазоне прочностей может быть приближенно, принять равным 0,05;

- выявлено, что при увеличении содержания крупного заполнителя от 29% до 42% при практически постоянной прочности на сжатие модуль упругости керамзитобетона при осевом растяжении монотонно уменьшается соответственно на 12...15% и 6...10% в зависимости от возраста. Для приближенного определения его величины может быть использована зависимость (2.13);

- получены удобные для практического применения эмпирические формулы для прогнозирования и описания характера изменения прочности при осевом растяжении (2.4 и 2.5) и модуля упругости (2.13), позволяющие учесть при проектировании керамзитобетонных конструкций для любого интересующего срока времени;

- установлено, что характер деформирования керамзитобетона при кратковременном осевом растяжении хорошо описывается формулой, предложенной В.М.Бондаренко (2.14).

5. С учетом приведенных данных по прочности и деформативности керамзитобетона был произведен численный эксперимент на ЭВМ по определению несущей способности балок пролетного строения мостов комбинированного сечения из разных материалов и с разными физико-

механическими свойствами.

6. Совершенствованы и уточнены отдельные параметры конструкции плиты модифицированной балки пролетного строения с комбинированным сечением треугольно-полуоткрытого типа, изготовленные из разных материалов, с разными физико-механическими свойствами (ребро балки из обычного железобетона, а плита проезжей части - из керамзитожелезобетона).

7. Доказано, что применение разработанной конструкции железобетонной балки пролетного строения с керамзитожелезобетонной плитой взамен традиционного, позволяет сэкономить до 10...15% бетона и 10...12% металла, а также облегчает транспортировку и монтаж пролетного строения мостов.

8. Разработаны практические предложения и рекомендации по подбору состава и приготовлению керамзитобетонной смеси с учетом зарубежного опыта использования этих бетонов в несущих конструкциях транспортного строительства.

9. Результаты научно-исследовательской работы можно использовать в дальнейших исследованиях и учитывать при проектировании конструкций зданий и сооружений.

Литература Бражниковой

1. Аскарлов Б.А. Новые легкие бетоны и конструкции на их основе. Ташкент: Фан, 1995. -142с.

2. Ашрабов А.А., Зайцев Ю.В. Элементы механики разрушения бетона. - Ташкент, Укитувчи, 1981. - 237 с.

3. Ашрабов А.А. Легкий бетон и железобетон для индустриального строительства. -Ташкент: «Мехнат», 1988. - 252с.

4. Ашрабов А.А. База эталонных моделей керамзитобетона Сб. РНТК Ташкент, 1997. с. 112-120.

5. Ашрабов А.А., Раупов Ч.С., Парыкина Т.В. Проведение исследований по разработке конструктивных решений и методов расчета на сейсмостойкость наземных и подземных транспортных сооружений с учетом региональных условий Узбекистана. // тезисы докладов международной конференции «Формирование транспортных коридоров Узбекистана для вхождение республики в мировой рынок». Ташкент -1998. с. 80-82

6. Ашрабов А.А., Раупов Ч.С., Эм А.А. Определение границ микротрещинообразования керамзитобетона комплексом физических методов. Тезисы докл. Международной конф. «Узбекистан - Корея: научное и культурное сотрудничество». Ташкент: 2000. с. 242 - 246.

7. Баженов Ю.М., Комар А.Г. Технология бетонных и железобетонных изделий. - М.: Стройиздат, 1984. - 672 -668с.

8. Бондаренко В.У., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. - М.: 1932. - 235 с.

9. Вилков К.И. Конструкционный керамзитобетон при обычных и сложных деформациях. - М.: Стройиздат, 1984. - 120 с.
10. Временные указания по конструированию, изготовлению и монтажу железобетонных предварительно напряженных члененных балок пролетных строений мостов. Ооргавтодорстрой. Киев. 1980.
11. Горчаков Г.И., Марков А.И., Мурадов Э.Г. Прочность керамзитобетона на одноосное сжатие и осевое растяжение по данным о его составе. // Структура, прочность и деформация легкого бетона. /Сб.тр.НИИЖБ. - М., Стройиздат, 1993. с.121 - 129.
12. Гибшмана М.Е. Мосты и сооружения на дорогах. М., Стройиздат, 1988. I и II часть.
13. Деллос К. П. Керамзитобетон в мостостроении. - М.: Транспорт. 1986. - 184 с.
14. Довжик В.Г., Дорф В.А., Петров В.П. Технология высокопрочного керамзитобетона. М.: Стройиздат, 1976. - 136 с.
15. Дон А.И. Исследование прочностных и деформативных свойств керамзитобетона для дорожных и аэродромных покрытий. Дисс.,... канд. техн. наук, - М., 1973. - 177 с.
16. Дрозд Я. И. Автодорожные мосты из аглопоритожелезобетона. - М.: Транспорт, 1979. - 142 с. 180
17. Зайцев И.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. - М., Стройиздат, 1982. - 196 с.
18. Инструкция по изготовлению конструкций и изделий из бетонов на пористых заполнителях. СН 483-76. - М.: Стройиздат, 1977. - 25 с.
19. Исследование рациональных областей применения легких бетонов в конструкциях транспортных сооружений. Отчет/ВНИИ транспортного строительства. - М.: 1977. - 173 с.
20. Каландаров К. Влияние циклических нагрузжений на работу внецентренно сжатых железобетонных элементов. // Дис. ... канд.тех.наук. - Самарканд, 1994 -185 с.
21. КМК 2.03.01-96 «Бетонные и железобетонные конструкции». --М.: Стройиздат, 1996. - 79 с.
22. КМК 2.05.03-96 «Мосты и трубы». - М.: Стройиздат, 1996. -199с.
23. Красновский Р.О. Особенности измерения деформаций бетона при осевом сжатии и растяжении. //Сб.науч.тр./ВНИИФТРИ. - М., 1983. с.88-95.
24. Корнев Н.А. и др. Совершенствование методов расчета и проектирования конструкций из бетонов на пористых заполнителях. - Бетон и железобетон, 1976, № 10. с. 19-23.
25. Корнев Н.А. Несущие конструкции из бетонов на пористых заполнителях. Эффективные конструкции из легких бетонов. Тезисы докладов Всесоюзного семинара на ВДНХ. М., НИИЖБ, 1980. с. 81-95.
26. Кубашов Е.В. Прочность и трещиностойкость предварительно напряженных керамзитобетонных свай. Дисс. канд. техн. наук. НИИЖБ, -М., 1982. -178 с.
27. Кудрявцев А.А. Преднапряженный керамзитобетон. М., Стройиздат,

1974. -121 с.

28. Кудрявцев А.А., Печеник О.Н. Прочность керамзитожелезобетонных балок прямоугольного сечения при совместном действии изгиба и кручения. - Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура, 1977, № 2. с. 15-21.

29. Курасова Г.П. К нормированию прочности легкого бетона при осевом сжатии. Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций из легких бетонов. - Труды НИИЖБ. М., Стройиздат, 1975 (вып. 14). с. 76-88.

30. Курасова Г.П. и др. К нормированию модулей упругости легких бетонов. - Труды НИИЖБ. М., Стройиздат, 1975, (вып. 14) . с. 88-95.

31. Лившиц Я.Д, Онищенко М.М, Шкуретовский А.А., Примеры расчёта железобетонных мостов, Киев. Стройиздат. 1986. -471 с.

32. Маилян Р.Л., Ганага П.Н., Каган В.Б. Трещиностойкость керамзитожелезобетонных балок с высокопрочной стержневой арматурой. // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. Ростов н/Д, РИСИ, 1979. с. 56-78.

33. Методические рекомендации по определению основных механических характеристик бетонов при кратковременном и длительном нагружении. НИИЖБ - М. 1984. - 52 с.

34. Мешкаускас Ю.И. Конструктивный керамзитобетон. М., Стройиздат, 1977. -133 с.

35. Модифицированные бетоны с высокими эксплуатационными свойствами. ООО «Предприятие Мастер Бетон». НИИЖБ и Центр модифицированных бетонов.

36. Пирадов А.Б. Конструктивные свойства легкого бетона и железобетона. - М.: Стройиздат, 1973. -135с.

37. Прочность, структурные изменения и деформации бетона. /Под ред. А.А.Гвоздева. М., Стройиздат, 1978. - 87 с.

38. Применение легких бетонов в несущих конструкциях транспортных сооружений. /Е. Н. Щербаков, Н. Г. Хубова. К. М. Кац, К. А. Черкасов. - М.: Оргтрансстрой, 1977. - 25 с.

39. Разработка предложений по рациональной области применения пролетных строений мостов из легкого бетона. /Союздорнии. - М.: 1976. -57 с.

40. Ч.С.Раупов, А.А.Ашрабов. Указания по применению керамзитобетона в автодорожных мостах. ВСН 35-2006. Ташкент, 2006. – 65 с.

41. Раупов Ч.С. Исследование прочности, деформации в процессе трещинообразования керамзитобетона при кратковременном малоцикловом и длительном нагружении. Наука и техника № 5 Алма-Ата, 1997. с. 265 -267.

42. Раупов Ч.С. Прочность и деформация керамзитобетона при малоцикловом нагружении. //Тезисы докладов меж. конф. /Перспективы развития автомобильно-дорожного комплекса республики Узбекистан. II часть. Ташкент, 2000. с. 52-56.

43. Раупов Ч.С., Шожалилов Ш.Ш., Садыков А.И. Применение керамзитобетона в мостостроении. /Вопросы повышения качества подготовки инженерно-технических кадров. Сборник научных трудов

республиканской научно-техн. конф. Ташкент. 24-25 декабрь, 2003. с.39-43.

44. Раупов Ч.С. Особенности приготовления высокопрочного керамзитобетона с химическими добавками. Сборник трудов НП конф. ТашИИТ. 2008. декабрь.

45. Раупов Ч.С., Умаров Х.К. Определение границ микротрещинообразования керамзитобетона комплексом физических методов. Сборник трудов НП конф. ТашИИТ. 2009. май.

46. Раупов Ч.С., Курбатов М.Ю. Сопоставление границ микротрещинообразования с длительной прочностью керамзитобетона при сжатии и растяжении. Сб. Трудов Республиканских НТ конф. магистрантов. Ташкент, 2002.

47. Раупов Ч.С., Яхшиев Э.Т. К нормированию прочности керамзитобетона при трехосном сжатии. Вестник ТашИИТа. 2010 №1. с. 10-15.

48. Раупов Ч.С., Умаров Х.К. Деформирование и разрушение керамзитобетона при трехосном сжатии Вестник ТашИИТа. 2010 №2

49. Раупов Ч.С., А.А. Ашрабов, Ш.Б. Ахмедов. Несущая способность балок железобетонных мостов, усиленных тканевыми полимерными материалами. Вестник ТАДИ. 2010 №2.

50. Раупов Ч.С. Рекомендуются области применения керамзитобетона в мостостроении и его эффективность. Вестник ТашИИТа. 2010 №3.

51. Раупов Ч. С. Практические предложения по учету деформации усадки и ползучести керамзитобетона при расчете мостовых конструкций. Вестник ТашИИТа. 2010 №4.

52. Раупов Ч.С., А.К.Аймиргазев Прочностные и деформативные характеристики керамзитобетона при малоцикловом нагружении. Сборник трудов НТК конф. ТашИИТ. апрель 2010.

53. Раупов Ч.С., Д.А. Акбаров Влияние предшествующего нагружения на прочность и деформативность керамзитобетона. Сборник трудов НТК конф. ТашИИТ. апрель 2010.

54. Раупов Ч.С., Д.М.Хасанова. Нетрадиционные методы усиления железобетонных конструкций мостов. Сборник трудов НТК конф. ТашИИТ. апрель 2010.

55. Раупов Ч.С., Яхшиев Э.Т., Умаров Х.К. Экспериментальные исследования прочности и деформации керамзитобетона при трехосном сжатии //Проблемы внедрения инновационных идей, технологий и проектов в производсто. II Сборник трудов II Респ. НТК. Джиззак. 14-15 мая 2010 года. с. 176-179.

56. Раупов Ч.С., Умаров Х.К. Расчет прочности наклонных сечений тавровых балок мостов, усиленных высокопрочными композиционными материалами. //Проблемы внедрения инновационных идей, технологий и проектов в производсто. Сборник трудов III Несп. НТК. Джиззак. мая 2011.

57. Раупов Ч.С., Умаров Х.К. Расчет прочности нормальных сечений тавровых балок мостов, усиленных высокопрочными композиционными материалами //проблемы внедрения инновационных идей, технологий и

проектов в производсто. Сборник трудов III Несп. НТК. Джиззак. мая 2011.

58. Руководство по изготовлению изделий и конструкций из высокопрочных легких бетонов на пористых заполнителях. - М.: Стройиздат. 1979. -98 с.

59.Руководство по подбору составов конструктивных легких бетонов на пористых заполнителях. - М.: Стройиздат, 1975. - 35 с.

60.Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из бетонов на пористых заполнителях. - М.: Стройиздат, 1978. с. 56.

61.Руководство по применению химических добавок в бетон. - М.: Стройиздат, 1980. - 66 с.

62.Технические указания по проектированию, изготовлению и монтажу составных по длине конструкции железобетонных мостов. ВСН 98-74. Минтрансстрой. Москва 1975.

63.Чиненков Ю.В., Кузьмин Т.Д., Жакишева ЖА. Применение преднапряженной арматуры в керамзитобетоне марок М100 и М150. - Бетон и железобетон. 1980, № 3. с.11-14.

64.Ходжаев А.А. Совершенствование расчета железобетонных конструкций при режимных нагружениях. -Дисс. дот.техн.наук. -Ташкент: 1997. -437 с.

65.Ходжаев А.А., Маилян Д.Р. Бетон и железобетон при сложных режимах повторного нагружения. -Ташкент: ФАН. -1997. 158 с.

66. В. П. Устинов, Сибирский государственный университет путей сообщения, Новосибирск. Источник: <http://sved.siberia.net/magazine/>

67.Щербаков Е.Н. Применение легких бетонов в несущих конструкциях транспортных сооружений. -М., Оргтрансстрой, 1977. -24 с.

68.Ashrakov A.A, Raupov Ch.S. The normalization of long-lived durability of lightweight concrete at monoaxial stressing.//International Conference held in Malaysia, 2002. pp. 124-230.

69.Ashrakov A.A, Raupov Ch.S. The normalization of durability of lightweight concrete at three -axial stressing. //International Conference held in Malaysia, 2002. pp. 130-135.

70.Chinenkov Y.V., J . Colkov, Y. M. Romanov. The properties of hardened concrete with lightweight porous aggregates. «Concrete international 80” Lightweight concrete. Proceedings 2nd Int. Congress, London, 1980, 63-70p.

71.Grubl.P.Die Zugfestigkeit von Leichtzuachlagen"Betanwerk-Fertigteil-Technik",10,1989,pp.579-587.

72.Leichtbeton in hoch und Ingenieurbau. Cambureau. Der Europaische Zementverband, 1974, Paris, - 207 p.

73.Lydon F. D. Properties of hardened lightweight aggregate Conctete 2-m Int. Congress on Lighweight Concrete. «Concrete International 80, London, 1990. Proceedings, pp. 115-159.

74.BoIogna G. Lightweight aggregate concrete technology and world application. Cembureau. AJTEC. Rome, 1974, pp. 129-161.

75.Bomhard H. Lightweight concrete structures, potentialities, limits and

realities. Discuss». Lancaster e-a. 1981. pp. 29-42.

76. Raithby D., F. D. Lydon. Lightweight concrete in Lightway bridges. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete. Vol. 2, №3, May 1991. pp. 133-146.

77. K.-H. Michalski et al. *Eisenbahningenieur*, 1999, № 1, S. 49 – 52.

78. Wittmann P. Bestimmung physikalischer Eigenschaften da a sementsteins. Deutscher Aueschub fur Stahlbeton, 1974. -232 p.

79. Zielinski A. J., Reianardt H.W. "Stress-strain behavior of concrete and mortar at high rates of tensile loading", *Cement and Concrete Res.*, v.12, 1982. pp.309-319.

80. <http://hpc.fhwa.dot.gov>

81. www.wes.army.mil/SL/INP/reports.htm.

82. www.macdc.org

83. www.escsi.org

84. <http://www.international.ncc.se>

85. www.ketchum.org

86. http://www.tc.gc.ca/programs_and_Divestiture/bridges/

87. <http://www.buildex.com/smartwall/escsi3201.html>

88. <http://www.google.com/search/hl=en&q=Bridges%2BJapan>

