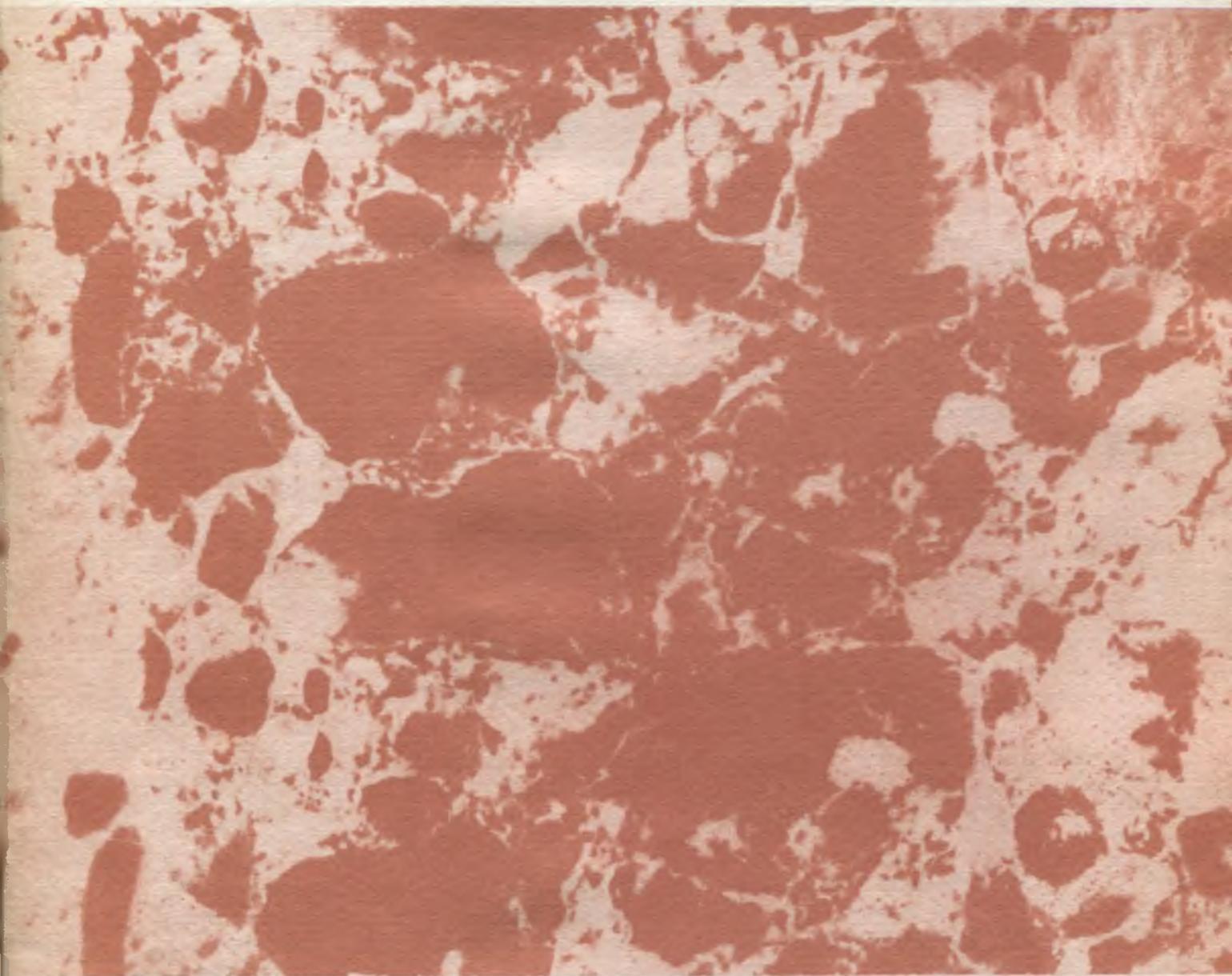


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

10

1992



**НОВЫЕ
РЕКОМЕНДАЦИИ**

**по расчетному определению оптимальных величин
отпускной прочности бетона
типовых предварительно напряженных
железобетонных конструкций**

ГОСТ 13015.0-80 содержит Приложение 1, где предлагаются максимальные допустимые величины отпускной прочности железобетонных конструкций (до 70 % класса бетона — летом и 85...90 % класса — зимой).

Известно, что снижение отпускной прочности ниже указанных уровней способствует экономии расхода цемента, поскольку подбор состава бетона производится по величине отпускной прочности.

Стандарт допускает снижение указанных в Приложении 1 уровней отпускной прочности бетона на основе расчетов их определения (при условии соблюдения требований норм СНиП 2.03.01—84 и др.).

С этой целью НИИЖБ подготовил Рекомендации с программами для ЭВМ и ПЭВМ, которые позволят на основе расчетной оценки (по СНиП 2.03.01—84) и впервые разработанных новых критериев определять оптимальные (минимальные) уровни отпускной прочности бетона с целью экономии цемента при производстве преднапряженных конструкций заводского изготовления. Используя Рекомендации, можно получить экономию расхода цемента при подборе состава бетона (до 30...50 кг/м³) при сохранении необходимой надежности изделий.

ВОЗМОЖНЫЕ ФОРМЫ СОТРУДНИЧЕСТВА:

● заключение договоров на передачу рукописи Рекомендаций с проведением на ЭВМ и персональных ПЭВМ (IBM PC XT) необходимых многовариантных расчетов

● консультативная помощь в организации постоянной службы по оценке отпускной прочности бетона (в проектной организации или в бюро на заводах ЖБИ и др., в зависимости от имеющихся условий отгрузки изделий и других особенностей) и оперативное регулирование расхода цемента при производстве бетонной смеси.

Обращаться:

109428, МОСКВА, 2-я ИНСТИТУТСКАЯ ул., 6, НИИЖБ, ЛАБ. № 19; ТЕЛ.: 174-88-91.

СОДЕРЖАНИЕ

О новых национальных нормах по проектированию конструкций

<i>Залесов А. С., Чистяков Е. А.</i> Гармонизация отечественных нормативных документов с нормами ЕКБ — ФИП	2
<i>Мирсаяпов И. Т.</i> Учет повторных нагрузок в нормативных документах	4
<i>Гузев Е. А., Алексеев С. Н., Сапоцкий Н. В.</i> Учет агрессивных воздействий в нормах проектирования конструкций	8
<i>Чайка В. П.</i> Конструкционные механические характеристики бетона	10
<i>Михайлов К. В.</i> О характеристиках арматуры, используемых в расчете конструкций	13
<i>Баранова Т. И., Викторов В. В.</i> Проектирование коротких консолей по отечественным и зарубежным нормам ЕКБ — ФИП	14
<i>Лемьш Л. Л.</i> Границы перераспределения усилий при расчете многэтажных железобетонных рам	17
<i>Климов Ю. А.</i> Методы расчета железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил	19
<i>Соколов Б. С.</i> Новый подход к расчету прочности бетонных элементов при местном действии нагрузки	22

Арматура

<i>Короткий А. С., Садырбаев К., Петровский В. М.</i> Механические и реологические свойства арматурных канатов класса К-19 промышленного производства	24
---	----

Бетоны

<i>Милованов А. Ф.</i> Расчет влажности бетона в железобетонных конструкциях	26
--	----

В помощь проектировщику

<i>Бартенев Н. В.</i> Выбор конечного элемента для аппроксимации плит при оценке деформативности дисков покрытий в своей плоскости	28
--	----

Долговечность

<i>Степанова В. Ф., Беллаев З. У., Зимица Т. Л.</i> Обеспечение сохранности арматуры в бетонах с пониженным содержанием клинкерного фонда	30
---	----

В представленных ниже статьях рассматриваются наиболее важные и актуальные вопросы расчета бетонных и железобетонных конструкций, учитываемые в нормативных документах. Статьи написаны ведущими специалистами в соответствующей области теории железобетона на основе докладов, сделанных на заседании Национального комитета ЕКБ — ФИП — в Новополоцке в октябре 1991 г. Заседание было посвящено разработке новых норм по проектированию бетонных и железобетонных конструкций и гармонизации их с международными нормами ЕКБ — ФИП.

УДК 624.012.45(083.7)

А. С. ЗАЛЕСОВ, Е. А. ЧИСТЯКОВ, доктора техн. наук (НИИЖБ)

Гармонизация отечественных нормативных документов с нормами ЕКБ—ФИП

В настоящее время необходимы нормы по проектированию бетонных и железобетонных конструкций нового поколения, обобщающие основные достижения отечественной и мировой науки и практики. При этом в связи с намечающимся процессом интеграции нашей страны в мировое сообщество возникает необходимость в гармонизации отечественных норм с нормами ЕКБ — ФИП, которые являются основой при разработке национальных документов разных стран.

В нормах ЕКБ — ФИП приведены криволинейные диаграммы для бетона с ниспадающей ветвью и более простые линейные диаграммы в виде отдельных отрезков, проходящие через опорные и граничные точки по напряжениям и деформациям, причем прочность и деформативность определяют по стандартам. Переход к нормативным и расчетным диаграммам осуществляется снижением прочности бетона и арматуры при постоянных деформациях.

Введение диаграмм деформирования бетона и арматуры позволяет использовать более общую, универсальную физическую модель для расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям. В нашей стране разработаны различные варианты диаграмм деформирования для бетона и арматуры. Следует, однако, отметить, что вид диаграммы мало влияет на конечные результаты расчета железобетонных элементов в целом. Главными являются характерные точки по напряжениям и деформациям, через которые проходит диаграмма, соответствующая виду бетона и ар-

матуры. Поэтому для установления единообразия с мировой практикой целесообразно в отечественных нормах приводить диаграмму деформирования бетона и арматуры такую же, как в нормах ЕКБ — ФИП, а опорные точки диаграмм определять в соответствии с используемыми бетоном и арматурой. При этом следует в основном ориентироваться на упрощенные диаграммы, состоящие из линейных отрезков.

В нормах ЕКБ — ФИП расчет прочности железобетонных элементов разделен в зависимости от характера силового воздействия на осевое сжатие и растяжение, изгиб, срез, кручение и их комбинации. Для осевого воздействия и изгиба производят расчет по нормальным сечениям на основе использования уравнений равновесия продольных сил и моментов, схемы деформирования сечения в виде гипотезы плоских сечений и диаграмм деформирования бетона и арматуры. Одновременно с этим существует упрощенный метод, при котором принимают прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне бетона.

В СНиПе основным является расчет исходя из уравнений равновесия продольных сил и моментов, при использовании прямоугольной эпюры напряжений в сжатой зоне бетона. При этом в расчет включают несколько эмпирических соотношений, косвенно учитывающих условие деформирования элемента и его работу до достижения предела текучести арматуры и за его пределами. Общий метод, приведенный в нормах ЕКБ — ФИП,

представляет ясную и четкую физическую модель, позволяющую с единых, универсальных позиций рассчитывать любые железобетонные элементы, с различной арматурой и бетоном, с разным распределением арматуры в пределах поперечного сечения. Упрощенный метод эффективен для расчета более простых железобетонных элементов, прямоугольного и таврового сечения с арматурой, расположенной сосредоточенно у сжатой и растянутой граней элемента.

Поэтому в новые отечественные нормы рекомендуется для расчета прочности сжатых, растянутых и изгибаемых элементов ввести два метода расчета: общий, основанный на использовании условия деформирования в виде гипотезы плоских сечений, и диаграмм деформирования бетона и арматуры, преимущественно в наиболее простом виде, в виде линейных отрезков. Упрощенный метод по существу, совпадающий с действующей методикой СНиПа, будет основываться на использовании прямоугольной эпюры напряжений в сжатой зоне бетона с расчетными сопротивлениями бетона сжатию и напряжений в арматуре, расположенной в растянутой зоне, равными расчетным сопротивлениям арматуры растяжению. При этом дополнительно добавляются эмпирические соотношения, устанавливающие минимальные и максимальные граничные значения высоты сжатой зоны бетона, определяющие пределы использования арматуры и бетона с расчетными сопротивлениями.

Общий метод, в котором используют условие деформирования сечения, можно рассматривать как расчет нормальных сечений на действие изгибающих моментов и продольных сил. Упрощенный метод, в котором фиксируются равнодействующие предельных усилий в сжатом бетоне и растянутой арматуре, является расчетом по стерж-

новой системе, состоящей из параллельных поясов сжатого бетона и растянутой арматуры, при действии изгибающих моментов и продольных сил.

Расчет прочности железобетонных элементов на срез (при действии поперечных сил) в нормах ЕКБ — ФИП производят по каркано-стержневой схеме. При этом рассматривают в комплексе прочность сжатых бетонных и растянутых арматурных поясов вдоль граней элемента и наклонных сжатых бетонных и растянутых арматурных поясов в пределах стенки элемента. В расчете используют уравнения равновесия продольных сил, поперечных сил и моментов, от действующих в параллельных и наклонных подкосах предельных усилий и внешних сил. Также рассмотрены более точный, с переменным углом наклона сжатых и растянутых подкосов, и упрощенный расчет с постоянным углом наклона подкосов 45° . Такая модель распространяется на элементы с поперечной арматурой. Для элементов без поперечной арматуры используют эмпирические соотношения.

Стержневая модель в нормах ЕКБ — ФИП дает наглядную картину работы железобетонного элемента и простой расчетный аппарат. Для элементов без хомутов в расчетных зависимостях ЕКБ — ФИП учтено влияние продольной арматуры и абсолютных размеров элементов, что имеет немаловажное значение.

В отечественных нормативных документах при действии поперечных сил используют расчет по наклонным сечениям. В этом случае рассматривают равновесие продольных сил, поперечных сил и моментов от внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении. Одно из ее достоинств заключается в том, что она наиболее близко соответствует фактическому характеру разрушения элементов, происходящему по наклонной трещине и бетону над наклонной трещиной, которые в совокупности образуют расчетное наклонное сечение. В действующих нормах для расчета приходится использовать эмпирические соотношения. Однако в настоящее время разработаны более полные и точные расчетные модели наклонных сечений, в которых в прямом виде учитывают сопротивление отдельных составляющих общего сопротивления по

наклонному сечению: бетона над наклонной трещиной, поперечной арматуры и продольной арматуры, пересекающих наклонную трещину, и силы зацепления по берегам наклонной трещины, а также кроме уравнений равновесия используют условия деформирования по наклонному сечению элемента.

По-видимому, целесообразно при расчете железобетонных элементов на действие поперечных сил так же, как и при расчете на действие изгибающих моментов и продольных сил, в новых отечественных нормах применять более общую и точную и упрощенную методику. В качестве общей рекомендуется расчетная модель наклонных сечений, усовершенствованная на основе последних разработок наших ученых. Упрощенной является расчетная стержневая модель, аналогичная нормам ЕКБ — ФИП. Тем самым будет достигнута гармонизация с расчетом на действие изгибающих моментов и продольных сил и одновременно сохранены лучшие достижения отечественной науки. Такой подход можно сохранить и развить и для элементов поперечной арматуры, что обеспечит гармонизацию расчета элементов с хомутами и без них.

Расчет прочности железобетонных элементов при действии крутящих моментов в нормах ЕКБ — ФИП производят по пространственной стержневой системе, аналогичной по характеру плоской стержневой системе, используемой при расчете на срез при действии поперечных сил.

В СНиПе расчет железобетонных элементов при действии крутящих моментов осуществляют по пространственному сечению, расположенному в направлении спиральных трещин в бетоне. Существующая методика довольно несовершенна, однако в последнее время осуществлено ее развитие.

Так же, как и для расчета на действие поперечных сил, в новые отечественные нормы целесообразно включить усовершенствованную методику расчета по пространственным сечениям и методику норм ЕКБ — ФИП по пространственной решетке. Первую следует рассматривать как исходную, вторую — как упрощенную, приближенную. Тем самым и здесь будет достигнута гармонизация с нормами ЕКБ — ФИП и с методами расчета при действии продольных сил, изгибающих моментов и поперечных сил.

Таким образом, для расчета линейных железобетонных элементов (балок, колонн) в отечественных нормах предлагается использовать самостоятельно модель сечений и стержневую модель. В первом случае рассматривают нормальные сечения: при действии изгибающих моментов и продольных сил, наклонные при действии поперечных сил и пространственные сечения при действии крутящих моментов. Характерной особенностью модели сечений является применение кроме уравнений равновесия усилий климатической схемы деформирования сечений и диаграмм деформирования бетона и арматуры. При использовании стержневой модели рассматривают одноосную стержневую систему, состоящую из продольных полос сжатого бетона и растянутой арматуры при действии изгибающих моментов и продольных сил, двухосную (плоскую) стержневую систему, состоящую из продольных и наклонных полос сжатого бетона и растянутой арматуры при дополнительном действии поперечных сил, и трехосную (пространственную) систему при дополнительном действии крутящих моментов. Модель сечений ориентирована на более точный расчет, стержневая — на упрощенный. Таким образом, достигается гармонизация с нормами ЕКБ — ФИП и сохраняется исторически сложившийся подход к расчету в отечественной практике. Кроме того, обеспечивается единообразие расчета элементов при различных силовых воздействиях.

Упрощенный метод расчета по стержневой модели должен давать более осторожные в запас прочности результаты, по сравнению с более точным методом по модели сечений. До включения в нормы необходимо провести всесторонний сравнительный анализ обоих методов и выявить разницу в результатах.

Нормы ЕКБ — ФИП содержат основные расчетные принципы в самом общем виде, расчетные модели для различных случаев, конкретные методы расчета и упрощенные приемы. Кроме того, даны дополнительные рекомендации и комментарии, раскрывающие смысл или развивающие основные положения. В них детально и подробно выделены разделы и подразделы для разных видов воздействий (изгиб, срез, кручение), для различного армирования (обычное и

преднапряженное, со сцеплением и без сцепления с бетоном), для разных элементов (балки, плиты, колонны, стены) и т. д.

Выводы

Новые отечественные нормы должны быть едиными для всех железобетонных конструкций, т. е. распространяться на все виды бетона и арматуры, типы железобетонных элементов, зданий и сооружений, виды силовых воздействий окружающей среды. Таким образом, будет создана общая нормативная база для проектирования железобетона.

Представляется полезным, чтобы нормы содержали основные принципы, точные методы и упрощенные приемы.

Четкое разграничение и выделение разделов, относящихся к различным расчетным случаям, значительно облегчит пользование нормативных документов.

Новое пособие

В настоящее время почти все заводы страны пользуются «Руководством по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций», разработанных НИИЖБом и изданных в 1975 г.

НИИЖБ подготовил новое Пособие по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций. Пособие состоит из 185 страниц машинописного текста с 35 рисунками и 31 приложения (97 страниц) с 45 рисунками.

Используя Пособие, можно сократить трудозатраты, улучшить качество изделий, уменьшить процент брака, увеличить объем производства при том же расходе цемента.

По заявкам организаций НИИЖБ готов передать рукопись Пособия по договорной цене. Пособие будет направлено не позднее, чем через месяц после перевода денег на счет института. Кроме того, НИИЖБ может заключить договор на оказание консультативной помощи.

Адрес института: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6. Расчетный счет № 505804 в Волгоградском отделении МИБ, МФО 20101, тел.: 171-93-71 (Павлова Л. П.), 174-85-48 (Масленников Ю. Л.).

УДК 624.012.45:624.01.46:539.433

И. Т. МИРСАЯПОВ, канд. техн. наук (Ивановский инженерно-строительный ин-т)

Учет повторных нагрузок в нормативных документах

Одной из специфических задач при проектировании сооружений из железобетона, в процессе которых необходимо учитывать влияние динамических нагрузок, является расчет на выносливость. Усталостный расчет несущих конструкций на действие циклических нагрузок эксплуатационного режима, как правило, носит поверочный характер и позволяет установить допустимость перемещений и внутренних усилий конструкции, рассчитанной на статические нагрузки, при совместном действии статических и циклических нагрузок с точки зрения выносливости.

В нормативных документах расчет на выносливость предполагается производить в предположении упругой работы бетона. Выносливость конструкции считается обеспеченной, если напряжения от многократно повторяющихся циклических нагрузок, возникающих в бетоне и арматуре, не превышают расчетных сопротивлений, умноженных на коэффициенты условий работы бетона γ_{s1} и арматуры γ_{s3} , γ_{s4} . При этом основное внимание уделяют гармоническим нагрузкам — наиболее удобным для схематизации и воспроизведения многократно повторяющихся циклических нагрузок, вызываемых работой машин и оборудования. Поэтому прочность и деформативность бетона и арматуры, используемые при расчете на выносливость, определяют при таких циклических нагрузках, режимы которых постоянны в процессе испытаний.

При расчете на выносливость допускается, что режимы деформирования арматуры в составе железобетонного элемента и необетонированного стержня одинаковы. Закономерности изменения выносливости центрально сжатых призм используют для оценки усталостной прочности бетона сжатой зоны изгибаемых элементов. Принимают, что уменьшение модуля деформаций бетона происходит в зависимости только от его прочности.

Изменение напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в результате многократно повторяющегося циклического нагружения косвенно учитывается уменьшением модуля деформаций бетона. При этом рассматривают наиболее жесткий режим, вызванный тем, что при описании эксплуатационной циклической нагрузки амплитуду гармонической нагрузки устанавливают по максимальной нагрузке, которая отмечается несколько раз за весь срок службы здания или сооружения. Кроме того, не учитываются нестационарность режима циклического нагружения и технологические перерывы, в процессе которых могут происходить закрытие, задержка и самозалечивание микротрещин усталости. Такой подход к расчету на выносливость, действующий более 25 лет, противоречит реальному характеру неупругой работы железобетонных элементов и не в состоянии в должной степени учитывать изменение режима нагружения, специфику работы железобетонных конструкций при эксплуатационных циклических нагрузках и, следовательно, не гарантирует получение надежных и экономичных решений.

Уточнение расчетных зависимостей методики существующих норм или других эмпирических и полуэмпирических зависимостей с помощью экспериментальных коэффициентов, описывающих особенности железобетонных конструкций, является малоперспективным, так как вызывает затруднение вследствие большого числа факторов, влияющих на выносливость железобетонных элементов.

В связи с этим назрела необходимость создания единой методики расчета на выносливость, учитывающей особенности изменения напряженно-деформированного состояния сечений и фактические режимы деформирования бетона и арматуры в составе железобетонных изгибаемых элементов при различных режимах

циклического нагружения.

Наиболее перспективной является методика, базирующаяся на расчетной модели, отражающей действительную работу железобетонных конструкций в зоне действия максимальных изгибающих моментов и позволяющая учитывать истинное напряженно-деформированное состояние конструктивного элемента и пределы выносливости бетона и арматуры при реальном режиме деформирования. В дальнейшем ее можно использовать при разработке инженерных методов расчета на выносливость. При этом в явном виде учитывают все основные факторы, влияющие на сопротивление железобетонных элементов действию многократно повторяющихся циклических нагрузок, что приводит к установлению резервов несущей способности, повышению их надежности и долговечности.

В процессе многократно повторяющегося циклического нагружения непрерывно изменяется напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов. Независимо от режима внешнего циклического нагружения условия деформирования бетона сжатой зоны и растянутой арматуры нестационарны. Это вызвано нестационарностью внешней нагрузки и непрерывным изменением напряжений и коэффициентов асимметрии цикла напряжений вследствие проявления деформаций виброползучести в связанных условиях [1]. Изменение напряженного состояния нормального сечения при многократно повторяющемся циклическом нагружении, в основном, зависит от закономерностей развития деформаций виброползучести. Поэтому нестационарность напряженного состояния нормального сечения, вызванная изменениями напряжений и коэффициентов асимметрии цикла напряжений в бетоне и арматуре, определяется особенностями развития деформаций виброползучести при различных режимах циклического нагружения.

Текущие напряжения от действия циклических нагрузок можно представить как сумму начальных и дополнительных напряжений (рис. 1)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b^{\max}(t, \tau) &= \sigma_b^{\max}(t_0) \pm \sum_{i=2}^k \Delta \sigma_{bi}(t, \tau) - \\ &\quad - \sum_{i=1}^k \sigma_{bi}^{\text{дон}}(t, \tau); \\ \sigma_s^{\max}(t, \tau) &= \sigma_s^{\max}(t_0) \pm \sum_{i=2}^k \Delta \sigma_{si}(t, \tau) + \\ &\quad + \sum_{i=1}^k \sigma_{si}^{\text{дон}}(t, \tau), \end{aligned} \right\} (1)$$

где $\sigma_b^{\max}(t_0)$, $\sigma_s^{\max}(t_0)$ — начальные максимальные напряжения в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре в момент приложения нагрузки на начальном этапе нагружения; $\sigma_{bi}^{\text{дон}}(t, \tau)$, $\sigma_{si}^{\text{дон}}(t, \tau)$ — дополнительные напряжения в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре вследствие виброползучести бетона: $\Delta \sigma_{bi}(t, \tau)$, $\Delta \sigma_{si}(t, \tau)$, $\Delta \sigma_{si}(t, \tau)$ — приращения начальных напряжений в бетоне и арматуре при изменении режима нагружения.

Начальные напряжения при первом нагружении до максимальной нагрузки цикла в бетоне сжатой зоны

$$\begin{aligned} \sigma_b^{\max}(t_0) &= \\ &= \frac{2M_{\max}}{\varepsilon[(1+\lambda) - 0,33\varepsilon(\lambda^2 + \lambda + 1)]bh_0^2}, \end{aligned} \quad (2)$$

в арматуре

$$\sigma_s^{\max}(t_0) = \alpha \sigma_b^{\max}(t_0) \frac{1-\varepsilon}{(1-\lambda)\varepsilon}. \quad (3)$$

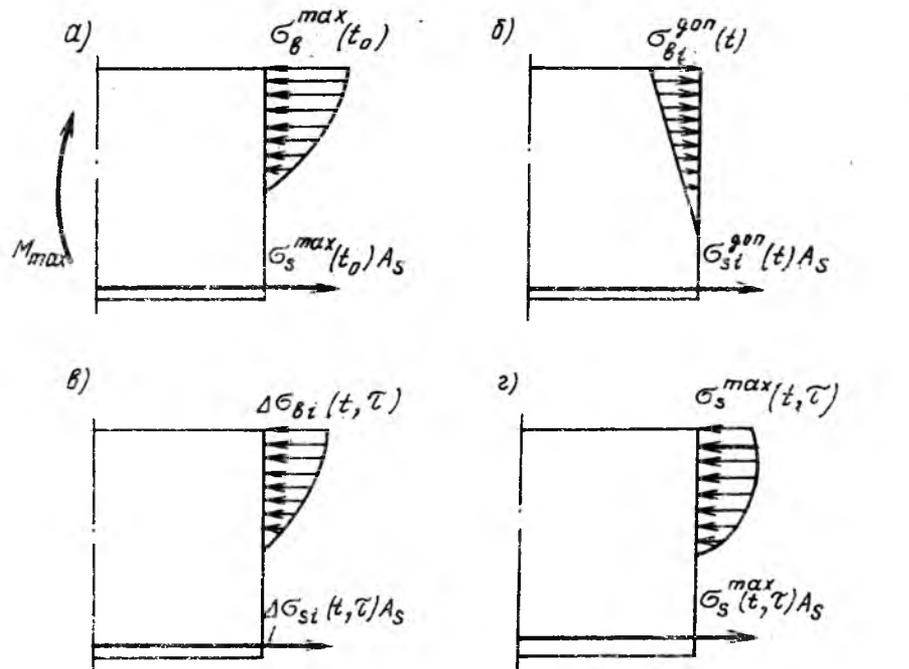


Рис. 1. Расчетная схема усилий и эпюры напряжений в нормальном сечении изгибаемого элемента при циклическом нагружении
Напряженное состояние: а — начальное; б — дополнительное вследствие виброползучести бетона; в — то же при смене режима нагружения; г — текущее (суммарное)

Как уже отмечалось, действие многократно повторяющейся нагрузки сопровождается возникновением и развитием дополнительного напряженного состояния. Если считать справедливым закон плоских сечений, то дополнительные (остаточные) напряжения в арматуре вычисляются исходя из уравнения деформаций. Принимая во внимание, что напряжения при многоцикловом нагружении меньше предела текучести, остаточные деформации в арматуре $\varepsilon_s^{\text{ост}}(t, \tau)$ упругие. Тогда, допуская, что нейтральные оси по деформациям и напряжениям совпадают, а пластические деформации виброползучести практически полностью необратимы, дополнительные остаточные напряжения в арматуре [1]

$$\begin{aligned} \sigma_{si}^{\text{дон}}(t, \tau) &= \frac{1-\varepsilon}{\varepsilon} E_s \int_{t_0}^t \sigma_{bi}^{\max}(t, \tau) \times \\ &\times \frac{d}{d\tau} \left[\frac{1}{E_b(t)} + C_i(t, \tau) \right] d\tau, \end{aligned} \quad (4)$$

в бетоне сжатой зоны

$$\begin{aligned} \sigma_{bi}^{\text{дон}}(t, \tau) &= - \left\{ \frac{1-\varepsilon}{\varepsilon} E_s \int_{t_0}^t \sigma_{bi}^{\max}(t, \tau) \times \right. \\ &\times \frac{d}{d\tau} \left[\frac{1}{E_b(t)} + C_i(t, \tau) \right] d\tau \times \\ &\times A_s \left[\frac{1}{A_{\text{ред}}} - \frac{e_0(h-x_p)}{I_{\text{ред}}} \right], \end{aligned} \quad (5)$$

где $C_i(t, \tau)$ — мера циклической ползучести; x_p — высота сжатой зоны при разгрузке; e_0 — расстояние от точки приложения равнодействующей дополнительных напряжений в арматуре до центра тяжести приведенного сечения.

Вследствие возникновения дополнительных (остаточных) напряжений в бетоне сжатой зоны и в продольной растянутой арматуре происходит изменение коэффициентов асимметрии цикла напряжений. По мере возрастания числа циклов нагружения увеличивается несоответствие между коэффициентами асимметрии цикла нагрузки ρ_m и напряжений в бетоне сжатой зоны ρ_{bt} и в продольной растянутой арматуре ρ_{st} .

Текущие значения коэффициентов асимметрии цикла напряжений в рассматриваемый момент времени

$$\rho_{bt}(t) = \frac{A}{B};$$

$$\rho_{st}(t) = \frac{C}{D}. \quad (6)$$

где $A = \sigma_b^{\max}(t_0) \rho_{m_i} \pm \sum_{i=2}^k \Delta \sigma_b(t, \tau) \rho_{m_i} -$

$$- \sum_{i=1}^k \sigma_{bt}^{\text{дон}}(t, \tau);$$

$$B = \sigma_b^{\max}(t_0) \pm \sum_{i=2}^k \Delta \sigma_b(t, \tau) -$$

$$- \sum_{i=1}^k \sigma_{bt}^{\text{дон}}(t, \tau);$$

$$C = \sigma_s^{\max}(t_0) \rho_{m_i} \pm \sum_{i=2}^k \Delta \sigma_s \times$$

$$\times(t, \tau) \rho_{m_i} + \sum_{i=1}^k \sigma_{st}^{\text{дон}}(t, \tau);$$

$$D = \sigma_s^{\max}(t_0) \rho_{m_i} \pm \sum_{i=2}^k \Delta \sigma_s(t, \tau) +$$

$$+ \sum_{i=1}^k \sigma_{st}^{\text{дон}}(t, \tau);$$

ρ_{m_i} — коэффициент асимметрии внешней нагрузки на i -й ступени нагружения.

Подставляя в систему (6) численные значения $\sigma_{bt}^{\text{дон}}(t, \tau)$ и $\sigma_{st}^{\text{дон}}(t, \tau)$, определяют коэффициенты асимметрии цикла напряжений в бетоне сжатой зоны и в продольной растянутой арматуре. Затем вычисляют суммарные напряжения в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре при различных режимах циклического нагружения. Графики изменения напряжений при стационарном и двух характерных режимах блочного нестационарного нагружения приведены на рис. 2. Выбор этих режимов обосновывается тем, что все остальные случаи нестационарного нагружения получаются чередованием

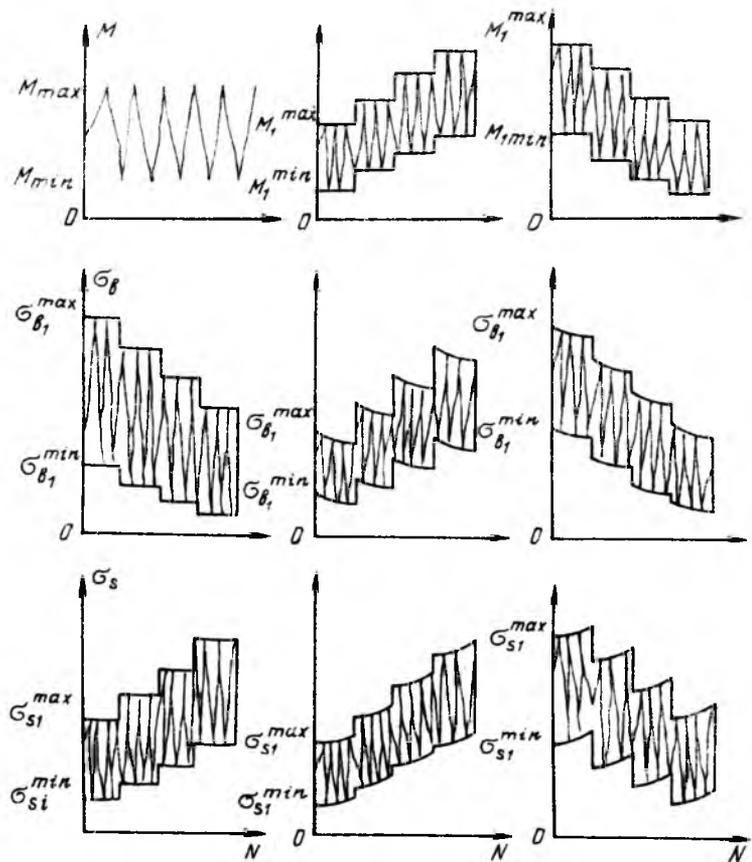


Рис. 2. Изменение напряжений в бетоне сжатой зоны растянутой арматуры изгибаемого элемента при циклическом нагружении

этих блоков. Как видно из рис. 2, напряжения и коэффициенты асимметрии цикла напряжений меняются по достаточно сложному закону, и оценка выносливости бетона и арматуры в этих условиях обычными методами приводит к существенным погрешностям, так как кривая усталости, несущая сведения о работоспособности бетона и арматуры на постоянных (стационарных режимах нагружения, не дает данных о том, как будет изменяться усталостная прочность материалов при нестационарных режимах. Для оценки выносливости материалов при этом применяют различные гипотезы суммирования усталостных повреждений, из которых наиболее употребима гипотеза линейного суммирования повреждений в относительном времени [2...4]. Однако результаты экспериментальных исследований показывают, что практически всегда наблюдается отклонение опытных и теоретических значений ресурса, причем, чем больше мера широкогополостности нестационарного нагружения, тем больше отклонение. Особенно значительные отклонения выявлены при исследо-

вании материалов, обладающих ползучестью [2, 4]. В зависимости от последовательности изменения максимальных амплитуд отклонение может происходить как в безопасную, так и в опасную зону, кроме того, гипотеза линейного суммирования повреждений не учитывает предысторию нагружения. Поэтому для оценки выносливости бетона сжатой зоны и продольной растянутой арматуры при нестационарных режимах используют методы для механики разрушения, принимая за критерий разрушения достижение суммарной длины макротрещин критической величины.

Для определения усталостной прочности бетона сжатой зоны изгибаемого элемента при рассмотренных условиях воспользуемся уравнением объективной прочности при нестационарных режимах [5]. По формулам (1), (6) вычисляют $\sigma_{bt}^{\max}(t, \tau)$, $\sigma_{bt}^{\max}(t, \tau)$, ρ_{bt} , $H_{\sigma_{bt}(t, \tau)}$. Затем, исходя из условия, что уменьшение $\sigma_{bt}^{\max}(t, \tau)$ и ρ_{bt} в пределах одного блока зависит от внеползучести бетона сжатой зоны, изменение $\sigma_{bt}^{\max}(t, \tau)$ и ρ_{bt} в пределах каждого блока произ-

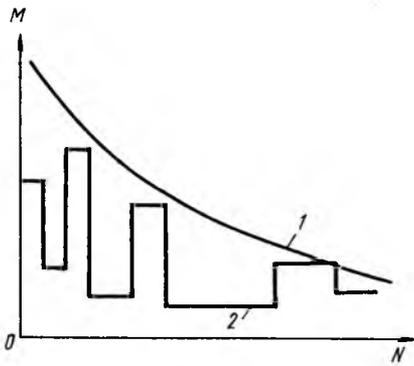


Рис. 3. Изменение несущей способности изгибаемого железобетонного элемента при циклическом нагружении

1 — несущая способность по бетону сжатой зоны или по растянутой арматуре; 2 — внутренние усилия в общем случае циклического нагружения

волью разбивают на n этапов. В данном случае принимаем, что напряжение при переходе от одного этапа к другому меняется на одну и ту же величину $\Delta\sigma_i(t, \tau)$:

$$\Delta\sigma_i(t, \tau) = \frac{H_{\sigma_{bi}}(t, \tau)}{n} \sigma_{bni}^{\max}(t, \tau), \quad (7)$$

где $H_{\sigma_{bi}}(t, \tau)$ — функция накопления напряжений.

При этом необходимо иметь в виду, что с увеличением номера этапа i внутри каждого блока приращение $\Delta\sigma_i(t, \tau)$ достигается за разное число циклов нагружения.

Объективную (остаточную) прочность бетона сжатой зоны для принятой схемы изменения циклических напряжений в пределах каждого блока (рис. 3) вычисляют по формуле [5]

$$R_b(t, \tau) = \frac{2}{x} \frac{K_{cfsi}(t)}{\sqrt{\pi l(t, \tau)} Y(l)} \times (l_{cr} + 4l_{sh} \operatorname{tg} \alpha \sin \alpha), \quad (8)$$

где x — высота сжатой зоны бетона; $K_{cfsi}(t)$ — критический коэффициент интенсивности напряжений бетона при циклическом нагружении; $l(t, \tau)$ — суммарная длина макротрещин усталости; $Y(l)$ — функция формы образца и схемы нагружения.

Таким образом, для оценки выносливости бетона сжатой зоны при циклическом нагружении необходимо определить циклическую вяз-

кость разрушения $K_{cfsi}(t)$ и суммарную длину усталостных трещин.

Для принятых схем изменения напряжений растянутой продольной арматуры в составе изгибаемого железобетонного элемента остаточная прочность зависит от циклической вязкости разрушения $K_{sfsi}(t)$, суммарной длины макротрещин, перепада напряжений при переходе от одного блока к другому [6]

$$R'_s(t, \tau) = \frac{\sigma_c K_{cfsi}(t)}{\sqrt{Y^2(l) \sigma_{si}^2(t, \tau) + K_{sfsi}^2(t)}}. \quad (9)$$

Для всех блоков нагружения, на которые разбивают период работы арматуры в составе железобетонного элемента, суммарная длина макротрещин

$$l(t, \tau) = l(t_0, \tau) \pm \sum_2^n \sum_1^{\text{ж}} \Delta l_{i0} + \sum_2^n \sum_1^{\text{ж}} \Delta l_{mp, ni}(t, \tau), \quad (10)$$

где n — количество блоков циклического нестационарного нагружения; ж — число этапов нагружения, в течение которых происходит развитие усталостных трещин; $l(t_0, \tau)$ — начальная длина макротрещины; $\Delta l_{mp, ni}(t, \tau)$, приращение длины макротрещины на i -м этапе нагружения n -го блока нагружения; Δl_0 — приращение длины макротрещины при переходе от одного этапа к другому.

Изменение критического коэффициента интенсивности напряжений арматуры в составе изгибаемого элемента при циклически приложенной внешней нагрузке [6]

$$K_{cfsi}(t) = \frac{\sigma_{var, cr} R'_s(t_{i-1})(t, \tau) \sqrt{\pi l_i(t, \tau)} Y(l)}{\sqrt{[R'_{si}(t_{i-1})(t, \tau)]^2 - \sigma_{var, cr}^2}}, \quad (11)$$

где $\sigma_{var, cr}$ — напряжение в арматуре, соответствующее пороговому значению коэффициента интенсивности напряжений при исходной длине начальной трещины $l = l(t_0, \tau)$; $l_i(t, \tau)$ — суммарная длина макротрещины к рассматриваемому моменту времени; $R'_{si}(t_{i-1})(t, \tau)$ — остаточная прочность арматуры на предыдущем $(i-1)$ -м этапе нагружения.

Выносливость изгибаемого элемента будет обеспечена, если

$$\sigma_{bi}^{\max}(t, \tau) \leq R_b(t, \tau) \text{ и } \sigma_{si}^{\max}(t, \tau) \leq R'_s(t, \tau).$$

Выводы

При действии эксплуатационных циклических нагрузок независимо от режима внешней нагрузки условия деформирования бетона и арматуры в составе изгибаемого элемента нестационарны. Поэтому для оценки выносливости железобетонного изгибаемого элемента необходимо определить объективную (остаточную) прочность при переменных режимах.

Привлечение методов механики разрушения позволяет прогнозировать объективный (остаточный) ресурс конструкции при режимном циклическом нагружении, и тем самым достигается оптимальное, научно обоснованное снижение значений коэффициентов запаса.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кириллов А. П., Мирсаяпов И. Т. Влияние виброползучести бетона на выносливость железобетонных конструкций // Бетон и железобетон.— 1986.— № 1.— С. 45—46.
2. Кириллов А. П. Выносливость гидротехнического железобетона.— М.: Энергия, 1978.— 272 с.
3. Чирков В. П. Основы теории расчета ресурса железобетонных конструкций // Бетон и железобетон.— 1990.— № 10.— С. 35—36.
4. Голуб В. П. Поврежденность и одномерные задачи разрушения в условиях циклического нагружения // Прикладная механика.— 1987.— Т. 23.— № 10.— С. 19—29.
5. Мирсаяпов И. Т. Уравнение объективной прочности бетона при сложных режимах циклического нагружения.— М., 1990.— Деп. во ВИНТИ, № 3709.
6. Мирсаяпов И. Т. Усталостная прочность продольной рабочей арматуры железобетонных изгибаемых элементов.— М., 1990.— Деп. во ВИНТИ, № 3707.

Е. А. ГУЗЕЕВ, д-р техн. наук, **С. Н. АЛЕКСЕЕВ**, д-р техн. наук,
Н. В. САВИЦКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Учет агрессивных воздействий в нормах проектирования конструкций

Положения действующих нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций, предназначенных для применения в условиях агрессивных воздействий, основаны на недопущении изменения физико-механических характеристик бетона и арматуры. Проведенные в последние годы исследования позволили повысить эффективность проектных решений конструкций при использовании в расчетах характеристик бетона, изменяющихся из-за протекания коррозионных процессов в условиях комплексных воздействий среды и нагрузки.

Основные методики расчета несущих железобетонных конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой, изложены в [1...3] и др. Расчет конструкций, подвергающихся воздействию коррозионно-активной среды, сводится к разработке физических и математических моделей процесса массопереноса с учетом химических реакций, процессов накопления повреждений в структуре бетона, деформирования и разрушения элементов конструкций; к разработке аналитических, численных, численно-аналитических и инженерных методов решения математических моделей; к экспериментальной идентификации характеристик бетона в моделях массопереноса, физико-механических и реологических характеристик бетона как функций количественной характеристики коррозионного процесса, опытной проверке моделей напряженно-деформированного состояния элементов.

Количественно процесс коррозии можно характеризовать степенью химического перерождения структуры цементного камня [2], которая определяется количеством поступившего (внесенного) компонента агрессивной среды, вошедшего в химическое взаимодействие с активными компонентами цементного камня или накапливающегося в измененном состоянии; количеством растворенных и вынесен-

ных компонентов цементного камня; количеством продуктов взаимодействия активных компонентов среды и цементного камня, накапливающихся или удаляющихся из структуры бетона.

В зависимости от химической природы вяжущих веществ и структуры бетона, вида агрессивной среды, механизма переноса среды в бетоне процессы коррозии, развивающиеся в нем, разделены на три вида [1].

Количественной характеристикой процесса выщелачивания, коррозии I вида, с которой связаны изменения физико-механических и реологических свойств бетона, может быть величина окиси кальция, вынесенной из цементного камня.

На основе теоретических представлений и экспериментальных данных разработаны практические методы расчета кинетики процесса выщелачивания [2]. При всестороннем омывании бетона водой происходит, как правило, поверхностное разрушение бетона, при фильтрации его свойства изменяются во всем объеме (сечении) конструкции.

Коррозионные процессы, связанные с обменными реакциями между активными компонентами цементного камня бетона и агрессивной среды, с образованием продуктов коррозии, не обладающих вяжущими свойствами, протекают при действии на бетон кислых сред.

Коррозию II вида количественно можно характеризовать величиной окиси кальция, содержащейся в цементном камне и вступившей в химическое взаимодействие с агрессивной средой. При воздействии кислоты на бетон происходит снижение прочности и разрушение бетона в подвижном фронте и узком поверхностном слое. На основе описания кинетики гетерогенной реакции предложено уравнение для расчета глубины разрушения бетона [2].

Коррозию III вида объединяют процессы, связанные с образова-

нием и накоплением в бетоне кристаллизующихся в порах солей в результате обменных реакций между активными компонентами агрессивной среды и цементного камня или в результате физических процессов в капиллярной структуре при изменении влажности или температуры (физическая коррозия кристаллизации).

Наиболее типичной коррозией III вида является сульфатная, обусловленная воздействием солей, содержащих сульфат-ионы (SO_4^{2-}).

Количественно процесс сульфатной коррозии может характеризоваться величиной связанных цементным камнем сульфат-ионов. В [3] предложены выражения для описания распределения связанных цементным камнем сульфат-ионов в зависимости от определяющих параметров. Количественной характеристикой процесса коррозии кристаллизации может служить степень заполнения пор кристаллизующимися солями [1]. При коррозии III вида свойства бетона изменяются значительно и неравномерно по глубине (послойно).

Из характера накопления повреждений в структуре бетона в зависимости от природы вяжущих следует, что изменения, происходящие в бетоне во времени, можно, в основном, разделить на три схемы: свойства бетона изменяются во всем объеме, сечении элемента (коррозия I вида при фильтрации); свойства бетона изменяются в слое ограниченной толщины (коррозия I вида при омывании бетона, коррозия II вида); свойства бетона изменяются в некоторой части объема по определенной закономерности в зависимости от количества проникающих и накапливающихся или вступающих во взаимодействие веществ (коррозия III вида).

В настоящее время существует два основных направления в построении методов расчета напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в специфических условиях воздействия внешних активных сред и силовой нагрузки.

В первом направлении широко используют эмпирические зависимости, полученные обобщением результатов многочисленных испытаний железобетонных элементов. Указанный подход используется в действующем СНИП 2.03.01—84. Его достоинством являются высокая надежность расчета, относит-

тельная простота и доступность.

При воздействии коррозионной среды, вызывающей изменение свойств бетона, неравномерное по сечению, инженерные методы, принятые в СНиПе, используются с некоторыми допущениями и упрощениями. В методах расчета по СНиП 2.03.01—84 принято, что свойства бетона однородны по сечению, поэтому при неоднородных свойствах бетона необходимо определенными приемами привести их к состоянию, характеризующемуся однородным распределением свойств по сечению, например, аналогично тому, как принято при расчете конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур по СНиП 2.03.04—84. Однако при расчете составных сечений из бетонов, отличающихся физико-механическими свойствами (что характерно, например, для сульфатной коррозии бетона), необходимо учитывать не только различие прочностных и упругопластических свойств бетона, но и предельную деформативность бетона по слоям.

В связи с этим целесообразно при расчете элементов с учетом кинетики коррозионных процессов в бетоне использовать другое направление, развиваемое в теории железобетона, в котором используют результаты испытаний простейших образцов бетона и арматуры (уравнения механического состояния материалов) и модельные представления железобетонных элементов. Это не освобождает при необходимости от испытаний элементов для определения некоторых параметров расчетной модели железобетона (например, ψ_s) и проверки принятых предпосылок, однако, объем испытаний намного уменьшается.

Существует достаточно развитая теоретическая база для оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов на основе модельных представлений и уравнений механического состояния материалов. Накоплен также экспериментальный материал о влиянии количественных характеристик коррозионного процесса на параметры уравнений механического состояния бетона (коррозия I вида, сульфатная коррозия III вида).

Современный уровень знаний и техника контроля состояния арматуры не позволяют в расчетах

долговечности конструкций учитывать степень коррозии арматуры или потерю ее сцепления с бетоном (не рассматриваются случаи оценки технического состояния конструкций с коррозионными повреждениями на стадии эксплуатации). Возникновение процесса коррозии арматуры или нарушение сцепления следует рассматривать как отказ конструкций.

Обеспечение безопасности конструкций по критерию сохранности арматуры достигается исключением образования трещин, ограничением ширины их раскрытия, назначением определенной толщины защитного слоя бетона контролируемой проницаемости по марке W. Если среда или продукты ее взаимодействия с бетоном неагрессивны по отношению к арматуре, но влияют на физико-механические свойства бетона, то необходимо расчетом оценить сохранность сцепления арматуры с бетоном.

Таким образом, исходя из условия безотказной работы арматуры в бетоне, традиционные расчеты образования и раскрытия трещин в железобетонных элементах необходимо дополнить расчетом предельного количества внесенного (вынесенного) компонента агрессивной среды (цементного камня) или продуктов их взаимодействия, характеризующего накопление (удаление) в количествах, вызывающих коррозию арматуры или нарушение сцепления.

При расчете элементов в условиях воздействия активных сред, агрессивных по признаку III вида коррозии, необходимо учесть также вынужденные деформации и напряжения, вызванные коррозионным расширением бетона. С этой целью вводится понятие о коэффициенте коррозионной деформации бетона (аналогично коэффициентам влажностной и температурной деформации).

При проектировании конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях воздействия агрессивных сред, необходимо определить конструктивно-технологические параметры элементов, обеспечивающие заданный срок службы при известных внешних воздействиях (коррозионной и силовой нагрузке) и долговечность конструкций с заданными параметрами и известными внешними воздействиями для обоснования применения вторичной защиты кон-

струкций или планирования ремонтов.

Решение этих и других задач возможно на трех уровнях проектирования: исследовательском, инженерном и рецептурном.

На первом исследовательском уровне приводятся математические модели массопереноса, описывающие типичные случаи взаимодействия материала конструкции и среды, и методы решения моделей для расчета коррозионных полей. Для процессов коррозии определяются экспериментальные данные характеристик бетона в моделях массопереноса, излагается методика их получения, содержатся аналитические зависимости, связывающие параметры уравнений механического состояния с количественными характеристиками изученных коррозионных процессов. Эти данные можно также представить коэффициентами условий работы в зависимости от вида бетона и количественной характеристики коррозионного процесса. Приводятся рекомендации об использовании известных моделей железобетонных элементов для расчета их напряженно-деформированного состояния.

На втором инженерном уровне необходимо на основе проведенных расчетов для отдельных железобетонных элементов, отличающихся конструктивными параметрами (степенью армирования, массивностью, видом напряженного состояния и др.) установить и записать аналитические выражения, связывающие изменение свойств конструкций во времени (прочности, деформативности, трещиностойкости) с технологическими параметрами бетона и интенсивностью внешних воздействий. Эту функцию можно назвать функцией условий работы.

На третьем рецептурном уровне в нормах приводятся конструктивные (толщина защитного слоя, допустимая ширина раскрытия трещин) и технологические параметры (вид вяжущего, характеристика проницаемости и др.) для соответствующей степени агрессивности среды, исключающие возникновение процесса коррозии. Если мерами первичной защиты не удается предотвратить процесс коррозии, то проектируется вторичная защита. Таким образом, на этом уровне полностью сохраняются положения СНиП 2.03.11—85 и норм ЕКБ—ФИП.

Конструкционные механические характеристики бетона

Важнейшей предпосылкой для создания единых норм проектирования железобетонных конструкций различного назначения [1] и их совершенствования с учетом норм ЕКБ—ФИП является наличие общих научных проблем концептуального характера. Их разработка существенно влияет на повышение качества норм, но вследствие высокой стоимости экспериментально-теоретических исследований на ведомственном уровне в настоящее время осуществлена быть не может. Значительная часть таких проблем рассмотрена в работах ведущих научно-исследовательских институтов и вузов. В источнике [2] сформулирована концепция совершенствования нормативной базы проектирования, а в общем случае, кроме того, производственного и эксплуатационного контроля прочности бетонных и железобетонных конструкций на основе использования конструкционных механических характеристик бетона вместо стандартизованных. В основу концепции положено различие между этими характеристиками бетона в детерминистском и статистическом аспектах вследствие влияния технологических и конструктивных факторов.

Наибольшая сложность в получении достоверных данных о конструкционных механических характеристиках бетона при наиболее распространенном виде напряженного состояния — неоднородном, которое характерно для сжатой и растянутой зон изгибаемых и внецентренно нагруженных элементов, заключается в отсутствии общепринятой методики их определения. Учитывая это обстоятельство, во ВНИИ транспортного строительства разработаны Рекомендации [3], позволяющие устанавливать нормальные напряжения в бетоне осесимметричной сжатой зоны над трещиной, на участке без трещин или между ними по данным опытов на изгиб, внецентренное сжатие или растяжение и охватывают стадии работы железобетонных элементов до и после образования трещин. В их основу положены

метод Фере, его модификация, обобщение и распространение на сечения сжатой зоны любой осесимметричной формы (прямоугольной, тавровой, треугольной, трапециевидной, сегментной и т. д.) [4].

Исходными для получения приведенных в источнике [4] основных формул являются условия статического равновесия по силам или (и) моментам, записанные в интегральной по отношению к напряжениям форме. При этом бетон рассматривают как сплошную однородную среду. Нормальные напряжения представляют собой, как правило, функцию только продольных деформаций, которые в пределах высоты сжатой зоны изменяются по линейному закону. Для всех волокон бетона сжатой зоны существует единая зависимость «напряжение — деформация».

Геометрическая интерпретация основных предпосылок для осесимметричной сжатой зоны изгибаемых и внецентренно нагруженных элементов представлена на рис. 1.

Основные расчетные формулы в источнике [3] получены вследствие математических преобразований условий статического равновесия и приведения их к виду, при котором напряжения представляют в явном виде в зависимости от входящих в условия статического равновесия исходных опытных данных.

Так, исходными для модификации метода Фере применительно к изгибаемым элементам прямоугольного сечения являются условия статического равновесия по силам и моменту, записанные с учетом принятых предпосылок [4]:

$$\int_0^{\epsilon_{bm}} \sigma(\epsilon) d\epsilon - \int_0^{\epsilon_{btm}} \sigma(\epsilon) d\epsilon = F_1(\epsilon_{bm}); \quad (1)$$

$$\int_0^{\epsilon_{bm}} \sigma(\epsilon) \epsilon d\epsilon + \int_0^{\epsilon_{btm}} \sigma(\epsilon) \epsilon d\epsilon = F_2(\epsilon_{bm}), \quad (2)$$

$$\text{где } F_1(\epsilon_{bm}) = \frac{(N_{sm} - N'_{sm}) \epsilon_{bm}}{b \bar{X}_m};$$

При проектировании на первом уровне можно получить наиболее экономичные решения антикоррозионной защиты путем оптимизации конструктивно-технологических параметров. При проектировании на третьем уровне возможны неэкономичные решения, особенно для конструкций, проектируемых на известный срок службы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гузев. — М.: Стройиздат, 1990. — 536 с.
2. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С. Н. Алексеев, Ф. М. Иванов, С. Модри, П. Шиссель. — М.: Стройиздат, 1990. — 320 с.
3. Гузев Е. А., Савицкий Н. В. Расчет железобетонных конструкций с учетом кинетики коррозии бетона третьего вида // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах. — М.: НИИЖБ, 1988. — С. 16—20.

Вниманию специалистов

НИИ строительства Эстонии предлагает новый прибор с микропроцессорной системой для контроля прочности, однородности, класса бетона по прочности на сжатие ВСМ (по ГОСТ 22690).

С запросами обращаться: 200001, г. Таллинн, бульвар Эстония, 7, тел. 45-41-58, факс 42-23-25, О. Ю. Саммал.

$$F_2(\epsilon_{bm}) = \frac{(M - N_{sm})X_{sm} - N'_{sm}X'_{sm}\epsilon_{bm}^2}{bX_m^2}$$

N_{sm} — равнодействующая усилий в растянутой арматуре на участке без трещин или средняя равнодействующая усилий в растянутой арматуре на участке между трещинами; N'_{sm} — равнодействующая усилий в сжатой арматуре на участке без трещин или средняя равнодействующая усилий в сжатой арматуре на участке между трещинами; b — ширина прямоугольной сжатой зоны; X_m — высота сжатой зоны на участке без трещин или средняя высота сжатой зоны на участке между трещинами; X_{sm} — расстояние от точки приложения равнодействующей усилий N_{sm} до нейтральной оси на участке без трещин или между ними; X'_{sm} — то же от точки приложения равнодействующей усилий N'_{sm} до нейтральной оси на участке без трещин или между ними; ϵ_{bm} — продольная деформация бетона сжатой грани на участке без трещин или средняя деформация бетона сжатой грани на участке между трещинами; ϵ_{btm} — продольная деформация бетона растянутой грани на участке без трещин или условная средняя деформация бетона растянутой грани на участке между трещинами, соответствующая деформированию согласно гипотезе плоских сечений; $\sigma(\epsilon)$ — нормальное напряжение в волокне сжатой или растянутой зоны, соответствующее продольной деформации ϵ .

После математических преобразований условий статического равновесия (1), (2) и [4]

$$\sigma(\epsilon_{bm}) = \frac{1}{\epsilon_{bm} + \epsilon_{btm}} \left[\frac{dF_2(\epsilon_{bm})}{d\epsilon_{bm}} + \epsilon_{btm} \frac{dF_1(\epsilon_{bm})}{d\epsilon_{bm}} \right] \quad (3)$$

где $\sigma(\epsilon_{bm}) = \sigma_{bm}$ — нормальное напряжение в бетоне сжатой зоны на участке без трещин или среднее напряжение в бетоне сжатой зоны на участке между трещинами, соответствующее деформации ϵ_{bm} .

Исходными данными для определения напряжений в бетоне осесимметричной сжатой зоны являются, как правило, опытные значения продольных деформаций бетона сжатой грани, высоты сжатой зоны и усилий в продольной растянутой и сжатой арматуре, соответствующие в зависимости от исследуемых характеристик бетона нормальным сечениям с трещиной,

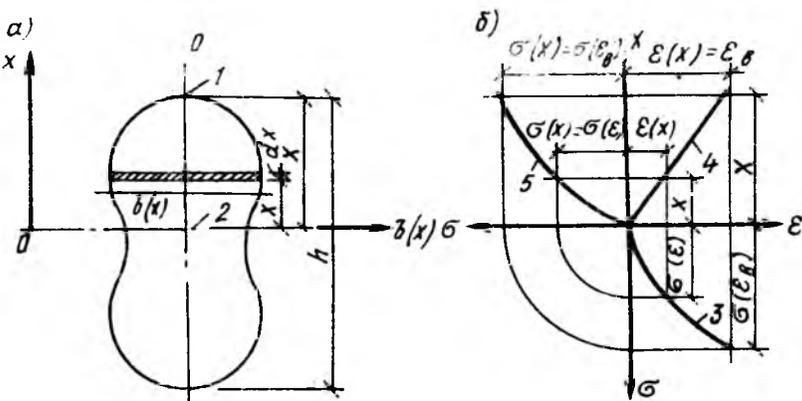


Рис. 1. Геометрическая интерпретация основных предпосылок метода

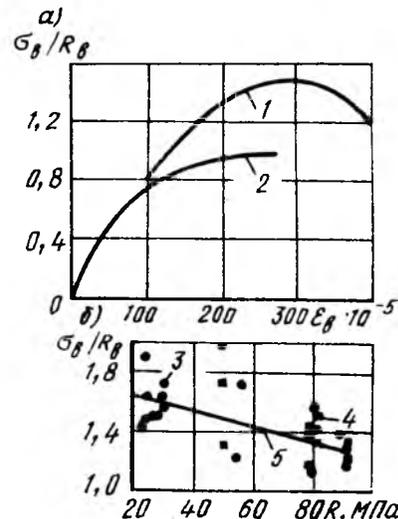
а — поперечное сечение элемента и расположение сжатой грани (1) и нейтральной оси (2); б — единая зависимость «напряжение — деформация» (3), эпюра деформаций (4) и напряжений (5) в осесимметричной сжатой зоне

Рис. 2. Влияние поперечного градиента напряжений на диаграмму деформирования бетона в прямоугольной сжатой зоне над трещиной при изгибе и внецентренном сжатии железобетонных элементов с большим эксцентриситетом

а — диаграммы сжатия бетона при неоднородном (1) и однородном (2) однократном кратковременном нагружении; б — максимальные напряжения в вершине диаграммы сжатия при изгибе (3) и внецентренном сжатии железобетонных элементов с большим эксцентриситетом (4); 5 — линейная аппроксимация зависимости σ_b^{max}/R_b от кубиковой прочности бетона R

участку без трещин или между ними, а также геометрические характеристики нормальных сечений. Значения исходных опытных данных устанавливаются по результатам испытаний железобетонных элементов или натуральных конструкций однократным кратковременным нагружением по общепринятой методике.

Попытка систематизации и обобщения экспериментальных данных конструктивных механических характеристик бетона при сжатии предпринята в источнике [5]. Основными конструктивными факторами, обуславливающими отличие конструкционной диаграммы сжатия бетона от стандартизированной, являются поперечная и продольная неоднородность (градиентность) напряженного состояния, форма поперечного сечения сжатой зоны и ее крупноразмерность. С целью подтверждения этого рассмотрим результаты обобщения полученных расчетным методом [3] данных о влиянии поперечного градиента напряжений на диаграмму деформирования бетона в прямоугольной сжатой зоне над



трещиной при чистом изгибе и внецентренном сжатии железобетонных элементов с большим эксцентриситетом. Из рис. 2 следует, что характеристики качественно идентичных диаграмм неоднородного и однородного сжатия бетона в упругопластической стадии работы существенно различны. Так, отношение максимальных сжимающих напряжений в вершине диаграммы неоднородного сжатия σ_b^{max} к призматической прочности R_b изменяется в среднем от 1,6 до 1,3 при увеличении кубиковой прочности R с 25...30 до 80...90 МПа. Для линейной аппроксимации в первом приближении служит выражение (см. рис. 2)

$$\frac{\sigma_b^{max}}{R_b} = 1.27 + 0.36 \frac{90 - R}{R} \quad (4)$$

при $20 \leq R \leq 90$.

Соответствующие максимальным напряжениям σ_b^{max} продольные деформации бетона сжатой грани изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов в сечении с трещиной $\epsilon_{\sigma_b}^{max}$ также в первом приближении можно при-

нять равными $300 \cdot 10^{-5}$. В источнике [5] сопоставлены максимальные напряжения в вершине диаграммы неоднородного сжатия бетона (см. рис. 2), полученные разными методами, рассмотрено влияние поперечного градиента напряжений на диаграммы деформирования бетона в прямоугольной сжатой зоне на участке между трещинами при чистом изгибе железобетонных элементов и при внецентренном сжатии с ядровым эксцентриситетом бетонных призм. Приведены и проанализированы данные о влиянии продольного градиента напряжений на поведение бетона при изгибе и центральном сжатии. Представлены диаграммы деформирования бетона тавровой, треугольной и трапециевидной сжатой зоны над трещиной. Рассмотрено влияние масштабного фактора на механические характеристики бетона в детерминистском и статистическом аспектах.

Обобщением приведенных в источнике [5] сведений установлено, что степень изученности конструкционных механических характеристик бетона (в том числе диаграммы его деформирования) несоизмеримо меньше, чем стандартизованных характеристик. Качественная и количественная оценка эффективности использования конструкционных механических характеристик бетона в расчетах и при контроле прочности железобетонных конструкций для транспортного и других видов строительства, результаты которой содержатся в источнике [6], позволила, кроме того, обосновать конкретные направления дальнейших исследований [7].

В результате практической реализации рассматриваемого подхода, углубляющего фундаментальные принципы сопротивления железобетона силовым воздействием, повышается качество расчета де-

терминистскими и вероятностно-статистическими методами, в некоторых случаях снижается материалоемкость железобетонных конструкций при проектировании и реконструкции зданий и сооружений. При этом обеспечивается более высокая точность оценки прочности конструкций по результатам их испытаний нагружением на стадии производственного контроля или по данным их обследования неразрушающими методами на стадии эксплуатации, снижается риск возникновения аварийных ситуаций. Эффективность использования конструкционных механических характеристик бетона в расчетах и при контроле прочности предопределяет актуальность проведения научных исследований по обоснованным и приведенным в источниках [6, 7] направлениям, а также их широкое внедрение в проектную и производственную практику.

Выводы

Объективной предпосылкой для создания единых отечественных норм проектирования железобетонных конструкций различного назначения и повышения их качества с учетом норм ЕКБ—ФИП является существование достаточно общих научных проблем концептуального характера, эффективная разработка которой вследствие их высокой стоимости может быть осуществлена только на межведомственном уровне.

Совершенствование нормативной базы проектирования, производственного и эксплуатационного контроля прочности железобетонных конструкций на основе исследования и использования конструкционных механических характеристик бетона вместо стандартизованных представляется одной из общих научных проблем.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Васильев П. И., Залесов А. С. Об объединении норм проектирования железобетонных конструкций различного назначения // Бетон и железобетон.— 1989.— № 1.— С. 33—34.
2. Чайка В. П. Метод определения основных механических свойств бетона осесимметричной сжатой зоны в нормальных сечениях с трещиной и без трещин // Экспериментальные исследования инженерных сооружений: Тез. докл. VI Всесоюз. конф.— Новополюк, 1986.— С. 287—288.
3. Методические рекомендации по определению механических характеристик бетона при неоднородном кратковременном сжатии.— М.: ЦНИИС, 1992.— 56 с.
4. Чайка В. П. Расчетный метод определения диаграммы сжатия бетона по данным опытов на изгиб // Эффективные способы расчета железобетонных конструкций транспортных сооружений.— М.: ЦНИИС, 1987.— С. 46—64.
5. Чайка В. П. Проблема нормирования конструкционной диаграммы сжатия бетона // Исследование прочности и деформаций бетона и железобетонных конструкций для транспортного строительства.— М.: ЦНИИС, 1990.— С. 57—78.
6. Чайка В. П. Перспектива использования конструкционных механических характеристик бетона в расчетах и при контроле прочности железобетонных конструкций // Актуальные вопросы расчета и контроля прочности железобетонных конструкций.— М.: ЦНИИС, 1991.— С. 44—71.
7. Чайка В. П. Перспективное направление повышения технического уровня железобетонных конструкций для транспортного строительства.— Доклады и сообщения семинара // Пути реализации программы повышения технического уровня на предприятиях стройиндустрии.— М.: ВНИИтранстрой, 1991.— С. 3.—

Вниманию специалистов!

Малое государственное предприятие «Агро модуль» (учредитель — НИИЖБ) в сжатые сроки обеспечит проектирование экономических быстровозводимых хранилищ плодоовощной продукции и других зданий производственного назначения из крупноразмерных железобетонных панелей, изготавливаемых с использованием существующей опалубки плит 3×6 , 3×12 м; окажет техническую помощь в освоении производства конструкций, контроле качества изготовления и монтажа сборного железобетона, содействии в приобретении и применении эффективных вяжущих и арматуры.

Справки по адресу:
109428, Москва, 2-я Институтская, 6,
корп. 6, МГП «Агро модуль»,
Л. В. Сасонко,
тел. 174-89-98, 174-82-20.

О характеристиках арматуры, используемых в расчете конструкций

В действующих нормах проектирования железобетонных конструкций (СНиП 2.03.01-84*) расчет по предельным состояниям первой группы должен обеспечивать конструкцию от хрупкого, вязкого или иного характера разрушения, а также от потери устойчивости формы конструкции или ее положения. В большинстве случаев при проектировании отдельных железобетонных конструкций достижение первого предельного состояния связывают с фактом их прямого разрушения. Однако, строго говоря, это основополагающее требование в нормах не всегда выдерживается.

За нормативное сопротивление арматуры приняты наименьшие контролируемые значения предела текучести, физического или условного, равного напряжениям, соответствующим остаточному относительному удлинению арматуры 0,2%. Указанные характеристики принимаются по государственным стандартам или техническим условиям на арматурную сталь и гарантируются с вероятностью не менее 0,95.

Арматурные стали можно разделить на две группы — мягкие с физическим пределом текучести и твердые с условным пределом текучести. На рисунке приведены рабочие диаграммы некоторых арматурных сталей обеих групп.

Для мягких арматурных сталей классов А-I...А-III, обладающих физической площадкой текучести, преодоление этой границы в железобетонных конструкциях практически невозможно из-за значительных пластических деформаций арматуры, приводящих к разрушению конструкции по бетону сжатой зоны.

Иначе обстоит дело с упрочненными (твердыми) арматурными сталями классов Вр-I, В-II, Вр-II, К-7, Ат-IV...Ат-VII и других, которые широко применяют в обычных и преднапряженных железобетонных конструкциях; напрягаемая арматура выполняется только из этого вида сталей.

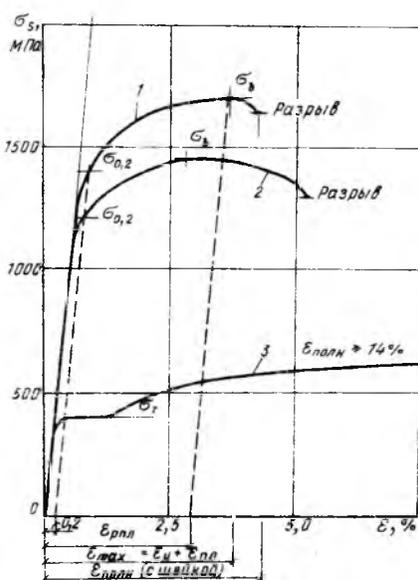
Рассмотрим поведение изгибаемого элемента, армированного

твердой сталью в стадии, близкой к разрушению. Относительные деформации ϵ_s рабочей арматуры, отвечающие ее условному пределу текучести $\sigma_{0,2}$ равны:

$$\epsilon_s = (\sigma_{0,2} / E_s) 100 + 0,2.$$

При достижении в арматуре указанной деформации бетон сжатой зоны балки ведет себя неодинаково в зависимости от степени насыщения сечения арматурой. При высоком проценте армирования μ она разрушается раньше достижения в арматуре напряжения, равного $\sigma_{0,2}$ (т. е. нормативного сопротивления R_{sn}); при низком проценте армирования разрушению балки будут соответствовать более высокие напряжения в арматуре, вплоть до временного сопротивления разрыву σ_b .

В отличие от стали с площадкой текучести для твердой стали имеет всего одно значение процента армирования, при котором одновременно разрушается сжатая зона и в арматуре достигается напряжение $\sigma_{0,2}$. Этот граничный процент армирования зависит от прочности бетона и интенсивности преднапряжения.



Рабочие диаграммы высокопрочной проволоки (1), стержневой арматуры классов АТ-VII (2) и А-III (3)

Таким образом, при проценте армирования меньше граничного, достижение $\sigma_{0,2}$ всегда будет происходить раньше разрушения сжатой зоны, т. е. в этот момент конструкция не разрушится. В действующих нормах проектирования для частичного исправления этого положения введен коэффициент γ_{sb} , который для различных классов арматуры изменяется в пределах 1...1,2.

Из этого следует, что расчет прочности, выполняемый исходя из условного предела текучести, не имеет физического смысла, так как его нельзя отнести к принятому понятию первого предельного состояния. Следовательно, для конструкций, армированных твердой сталью, критерием разрушения может быть либо раздавливание бетона сжатой зоны, либо разрыв арматуры.

В этом случае ниже граничного значения относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R напряжения в арматуре будут достигать временного сопротивления, а выше этого значения прочностные свойства арматуры будут недоиспользованы. Степень недоиспользования можно довольно точно определить при расчете конструкций с применением рабочих диаграмм арматуры и бетона. Введение в расчет временного сопротивления арматуры из твердых сталей повлечет за собой необходимость пересмотра некоторых сложившихся расчетных представлений. Это обстоятельство должно быть тщательно и всесторонне проработано; в частности, следует пересмотреть значения коэффициента безопасности в сторону увеличения и дифференциации в зависимости от величины ξ . Необходимо отметить, что в изданиях строительных норм проектирования железобетонных конструкций до 1984 г. за нормативное сопротивление проволочной арматуры принимали браковочные значения временного сопротивления разрыву.

В международных нормах ЕКБ—ФИП Model Code 1990 приводятся три основные характеристики применяемых арматурных сталей: временное сопротивление разрыву, физический или условный пределы текучести ($\sigma_{0,2}$ и $\sigma_{0,1}$) и полные относительные деформации при максимальной нагрузке. Даются рекомендуемые отношения между пределами текучести и прочностью. В отечественных нормах,

кроме нормативных сопротивлений, применяемые арматурные стали никак не характеризуются. Между тем отношение σ_t/σ_b для различных классов арматуры меняется (в пределах 0,67–0,95), увеличиваясь с ростом прочности арматуры. Практика показала, что при статистической обработке результатов массовых испытаний арматуры на растяжение относительные среднеквадратические отклонения временного сопротивления меньше, чем условного предела текучести, определение которого более сложно. Это также вносит некоторые трудности при использовании условного предела текучести в качестве нормативной характеристики.

Пластические свойства арматурных сталей в отечественных стандартах и нормативных документах оцениваются относительным удлинением при растяжении, определяемым различными способами. Для стержневой арматуры нормируют полное (с учетом шейки) остаточное относительное удлинение после разрыва и равномерное остаточное удлинение; для проволоки — полное относительное удлинение после разрыва на

постоянной базе в 100 мм для всех диаметров; для канатов — полное относительное удлинение при максимальной нагрузке (перед разрывом). Такое разнообразие оценок рассматриваемой характеристики создает часто неправильное представление о пластических свойствах арматуры различных видов, в том числе при их сравнении. В зарубежных нормах и стандартах проведена унификация в этой области и нормируются полные относительные удлинения арматуры перед разрывом; однако точная фиксация этой величины затруднительна и требует обязательной автоматической записи рабочей диаграммы при испытании.

Для правильной оценки поведения арматуры в железобетонных конструкциях достаточно знать остаточное равномерное относительное удлинение после разрыва, которое легко определяется на любой базе измерения без шейки. Исключение составляют канаты, для которых необходимо определять относительное удлинение перед разрывом, так как после него образцы теряют форму. Эту величину для остальных видов арматурных сталей при необходи-

мости находят по вспомогательной таблице, исходя из модуля упругости и временного сопротивления рассматриваемой арматуры.

Выводы

При подготовке новой редакции СНиП 2.03.01–84* и пересмотре стандартов на арматурную проволоку целесообразно: рассчитывать железобетонные конструкции по первому предельному состоянию, принимая за нормативное сопротивление мягкой стали физический предел текучести, а твердой — ее временное сопротивление разрыву; включить в нормы более подробные данные об общих характеристиках арматурных сталей, которые будут влиять на совершенствование стандартов и технических условий на данную продукцию; провести унификацию в нормировании пластических свойств арматурных сталей, положить в основу определение остаточного равномерного относительного удлинения после разрыва; при пересмотре стандартов на арматурную проволоку внести этот показатель в число обязательных характеристик.

УДК 624.072

Т. И. БАРАНОВА, д-р техн. наук, проф., В. В. ВИКТОРОВ, канд. техн. наук (Пензенский инженерно-строительный ин-т)

Проектирование коротких консолей по отечественным и зарубежным нормам ЕКБ — ФИП

К классу коротких элементов относятся короткие консоли, короткие балки и их разновидности. В отечественных нормах даны рекомендации только по расчету консолей колонн, а в нормах ЕКБ — ФИП — консолей и балок.

Пензенским инженерно-строительным институтом совместно с НИИЖБом разработан метод расчета коротких консолей и балок, который планируется включить в следующий выпуск норм. В этой ситуации сопоставление технического уровня отечественных и зарубежных норм особенно полезно,

поскольку результаты можно использовать при разработке норм нового поколения.

В СНиП 2.03.01 — 84, как и в нормах ЕКБ — ФИП, расчетная схема консоли представляет собой модель, которую принято называть каркасно-стержневой. Согласно этой модели прочность консоли определяют по сжатой наклонной полосе бетона и горизонтально-растянутому арматурному поясу. На рис. 1 показаны расчетные схемы консолей, принятые в СНиПе и в нормах ЕКБ — ФИП.

Основными факторами, характе-

ризующими расчетные схемы, являются угол наклона и ширина сжатой полосы бетона. Расчетная полоса, согласно СНиП 2.03.01 — 84, определяется углом наклона к горизонтали линии, соединяющей вершину нижнего угла примыкания консоли к колонне с точкой пересечения оси продольной арматуры с вертикальной линией, проходящей через внешнюю грань грузовой площадки. Эта линия одновременно является внешней гранью наклонной полосы. Внутренняя грань, как и ось расчетной полосы, проходит параллельно внешней. Таким образом, ширина полосы определяется размером грузовой площадки и является постоянной по длине полосы.

Положение расчетной полосы в нормах ЕКБ — ФИП фиксируется углом наклона линии, соединяющей центр внешней силы на уровне оси продольной растянутой арматуры с точкой пересечения двух

равнодействующих сжимающих усилий в вертикальном и горизонтальном опорном сечениях консоли.

При таком подходе бетонная полоса по длине имеет переменную ширину, что отличает расчетные модели, принятые в СНиПе и в нормах ЕКБ — ФИП.

Сравнение рассмотренных выше параметров показало, что в отличие от СНиП 2.03.01—84 угол наклона расчетной полосы по нормам ЕКБ — ФИП является функцией двух параметров — соотношения a/h_0 и внешней силы F_v . При уменьшении F_v и соотношения a/h_0 угол наклона сжатой полосы возрастает в большей степени в нормах ЕКБ — ФИП и превышает угол, определенный по СНиП 2.03.01—84, в 1,2 раза. При увеличении F_v угол θ , определенный по СНиПу, выше, чем по нормам ЕКБ — ФИП, в 1,6 раза.

Таким образом, введение в нормах ЕКБ — ФИП фактора силы F_v в расчетные зависимости для определения угла наклона сжатой полосы расширяет число неизвестных величин, при этом способствуя некоторому повышению расчетной прочности консоли при уменьшении F_v и ее значительному снижению при увеличении F_v . Методика расчета по нормам ЕКБ — ФИП позволяет производить только проверку прочности консоли.

Сопоставление расчетной ширины полосы, полученной по СНиП 2.03.01—84 и нормам ЕКБ — ФИП, показано на рис. 2. Для определения ширины полосы по нормам ЕКБ — ФИП принимали два значения F_v : меньшее — $0,4 F_{v \max}$ и большее — $0,6 F_{v \max}$.

Изменение расчетной ширины бетонной полосы по верхней части носит одинаковый характер в нормах ЕКБ — ФИП и СНиПе. При этом значения расчетной ширины полосы, определенные по нормам ЕКБ — ФИП, в среднем в 1,3 раза выше, чем по СНиПу. Расхождение в характере изменения расчетной ширины по низу бетонной полосы при изменении a/h_0 в нормах ЕКБ — ФИП и СНиПе составляет 1,7...0,5.

Таким образом, сопоставление методики определения ширины расчетной полосы свидетельствует о их согласованности в нормах ЕКБ — ФИП и СНиПе при расчете полосы по верху и несогласованности — при расчете — по низу.

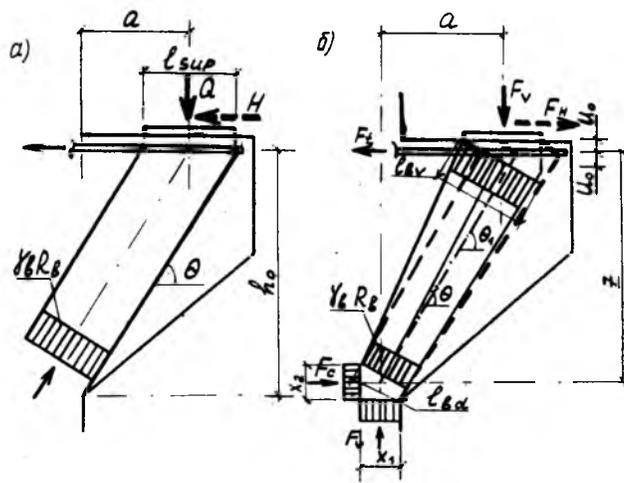


Рис. 1. Расчетная схема консоли

a — принятая СНиП 2.03.01—84; b — принятая в нормах ЕКБ — ФИП

Рис. 2. Изменение ширины расчетной полосы

1 — l_{bd} — ширина полосы по нормам ЕКБ — ФИП при $F_v = 0,6 F_{v \max}$; 2 — l_{bv} — то же при $F_v = 0,6 F_{v \max}$; 3 — l_{bv} — то же при $F_v = 0,4 F_{v \max}$; 4 — l_{bd} — то же при $F_v = 0,4 F_{v \max}$; 5 — l_b — ширина полосы по СНиП 2.03.01—84

Согласно нормам ЕКБ — ФИП расчет прочности консоли по сжатой наклонной полосе производят по зависимости

$$F_v \leq \gamma_b R_b b l_b \sin \theta, \quad (1)$$

где l_b — ширина расчетной полосы, определяемая по верху $l_b = l_{bv}$ либо по низу $l_b = l_{bd}$ (см. рис. 1).

$$l_{bv} = l_{sup} \sin \theta + 2u_0 \cos \theta; \quad (2)$$

$$l_{bd} = x_1 \sin \theta + x_2 \cos \theta, \quad (3)$$

где $x_1 = F_v / 0,85 R_b b$; $x_2 = F_v / 0,85 R_b b \operatorname{tg} \theta$.

Коэффициент $\gamma_b = 0,85$ — при расчете полосы по верху и $\gamma_b = 0,65$ — при расчете по низу.

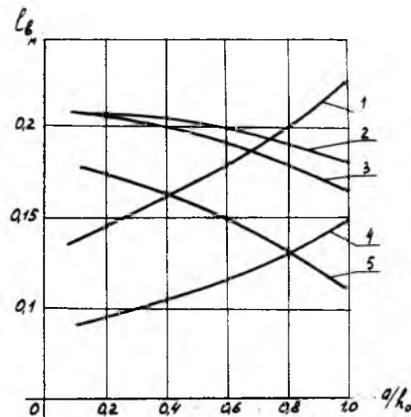
Согласно СНиП 2.03.01—84, расчет прочности консоли по сжатой бетонной полосе производят по зависимости

$$Q \leq \gamma_b R_b l_b b \sin \theta, \quad (4)$$

где $l_b = 0,8 l_{sup} \sin \theta$; $\gamma_b = 1$.

Сопоставление расчетных зависимостей (1) и (4) показывает (рис. 3), что они хорошо согласуются при расчете сжатой полосы по верху и расходятся при расчете полосы по низу. При этом количественное соотношение величин изменяется в зависимости от значения внешней силы.

Другим отличием сопоставляемых нормативных методов расчета является методика оценки работы арматуры, равномерно рас-



пределенной по консоли. Нормы ЕКБ — ФИП предлагают стержневые модели, показанные на рис. 4, согласно которым определяют горизонтальное усилие F_{wh} при $a/h_0 \leq 0,5$ и вертикальное усилие F_w при $a/h_0 > 0,5$. Эти усилия передаются соответственно на горизонтальную и вертикальную равномерную расположенную по высоте и длине консоли арматуру. Построение предложенных моделей базируется на основной расчетной модели и не противоречит друг другу. Преимуществом такого подхода является одновременное решение проблемы конструирования, т. е. выбора горизонтальных либо вертикальных стержней для армирования консоли.

В отечественных нормах предлагается эмпирическая зависимость расчета распределенной арматуры, которая незначительно повышает расчетную прочность консоли. Сопоставление расчетной прочности консоли по сжатой полосе, армированной горизонтальными стержнями, показывает, что прочность, определенная по нормам ЕКБ — ФИП, в среднем в 1,4 раза выше определенной по СНиПу.

Таким образом, методика СНиПа

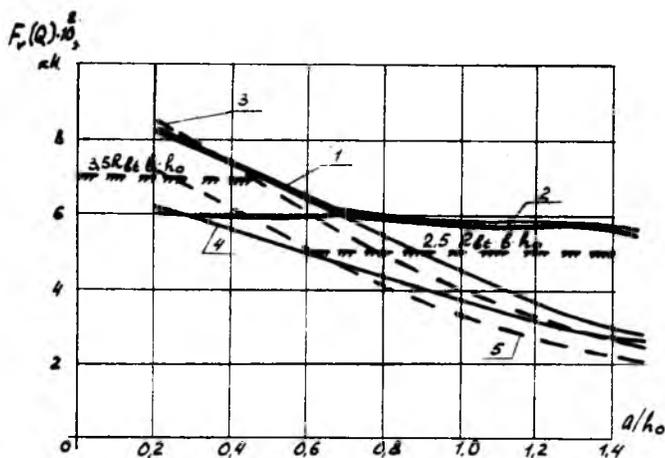


Рис. 3. Расчетные зависимости для определения прочности консоли

1 — по нормам ЕКБ — ФИП с учетом влияния горизонтальных хомутов; 2 — то же с учетом влияния вертикальных хомутов; 3 — по СНиП 2.03.01—84 с учетом распределенной арматуры; 4 — по нормам ЕКБ — ФИП без учета арматуры по формуле (1); 5 — по СНиП 2.03.01—84 без учета арматуры по формуле (4)

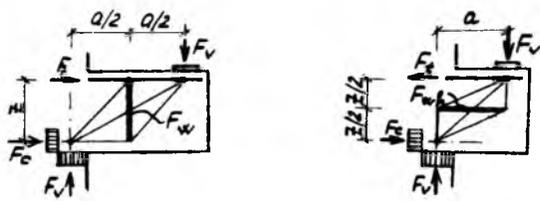


Рис. 4. Схема расчетных моделей, принятых в нормах ЕКБ — ФИП для оценки работы распределенной арматуры

при расчете армированной сжатой полосы менее эффективна по сравнению с методикой норм ЕКБ—ФИП и в большей степени использует эмпирические зависимости.

Целесообразно сравнить методику расчета норм ЕКБ—ФИП с методикой расчета равномерно распределенной в консолях арматуры, разработанной нами для отечественных норм следующего поколения*. Согласно этому методу работа арматуры оценивается с учетом выполняемых ею функций, т. е. оценивается косвенная и прямая работа вертикальных либо горизонтальных стержней в работе сжатой бетонной полосы. Построен критерий оценки работы арматуры, позволяющий выбрать эффективный вид арматуры для каждого конкретного случая. Такой подход к расчету армированной наклонной полосы предполагает физическую работу арматуры и является в данном случае предпочтительным.

Совместное действие на консоль вертикальной и горизонтальной сил в нормах ЕКБ—ФИП и СНиП

2.03.01—84 учитывается по-разному. В нормах ЕКБ—ФИП влияние горизонтальной силы учитывается при построении расчетной модели в зависимости от направления равнодействующей внешних сил. При этом смещается ключевая верхняя точка расчетной стержневой модели (см. рис. 1). В отечественных нормах влияние горизонтальной силы учитывается при ее приложении к верхнему узлу модели, т. е. только при расчете горизонтального арматурного пояса. В расчетной модели СНиПа наличие горизонтальной силы не изменяет положения наклонной полосы бетона. В нормах ЕКБ—ФИП горизонтальная растягивающая сила уменьшает угол наклона расчетной наклонной полосы, сжимающая — увеличивает, т. е. горизонтальная сила изменяет угол наклона сжатой полосы и расчетную ширину бетонной полосы. Такой подход к расчету консолей при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил более прогрессивен по сравнению с отечественными нормами.

Сопоставление расчетной прочности бетонных и армированных полос (см. рис. 3) показывает,

что с учетом вводимых ограничений расчетные зависимости не имеют постоянной согласованности как по характеру изменения, так и по абсолютной величине.

В завершение анализа интересно сопоставить характер написания отечественных и зарубежных норм. В нормах ЕКБ—ФИП даются принципы расчета и построения расчетных моделей, частные вопросы решаются при проектировании. Такой стиль изложения носит проблемный характер и имеет положительные и отрицательные стороны. Положительным можно считать свободное проектирование конструкций, обеспечивающее индивидуальный подход к расчету и конструированию. Отрицательным является необходимость дополнительных исследований, требующих специальных структур в проектных институтах.

Проведенный анализ выявил противоречивую ситуацию при расчете сжатой наклонной полосы, имеющей переменную ширину. В нормах ЕКБ—ФИП по этому случаю нет определенности: с одной стороны, дается коэффициент 0,85 для расчета нижней части полосы и коэффициент 0,6 для расчета верхней части, которые уточняют расчетное сопротивление бетона. С другой стороны, расхождение результатов расчета по нормам ЕКБ—ФИП и СНиПу в 3 раза и более позволяет сомневаться в целесообразности такого расчета.

Выводы

При проектировании коротких консолей и балок в нормах ЕКБ—ФИП и СНиП 2.03.01—84 существует единый подход к расчету прочности на основе каркасно-стержневой модели.

Проблемой тех и других норм является определение нижней ключевой точки расчетной модели. В нормах ЕКБ—ФИП она определяется с учетом напряженного состояния консоли, в СНиПе — условно, без учета физической работы консоли и требует уточнения.

Совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок наиболее удачно учитывается в нормах ЕКБ—ФИП при построении расчетной модели консоли. Целесообразно этот прием использовать в отечественной методике расчета консолей.

* Баранова Т. И. Новый метод расчета поперечной арматуры в коротких элементах // Бетон и железобетон. — 1987. — № 3. — С. 22—24.

Границы перераспределения усилий при расчете многоэтажных железобетонных рам

Рамные каркасы многоэтажных промзданий обычно рассчитывают как упругие системы с последующим ограниченным перераспределением усилий, которое состоит в уменьшении опорных и увеличении пролетных моментов ригелей. При этом снижается расход металла, сокращается трудоемкость монтажных работ.

Руководство [1] допускает неограниченное перераспределение усилий при расчете по прочности при соблюдении ограничений по предельным состояниям второй группы. При этом обычно исходят из того, что способность к пластическому деформированию опорных сечений ригелей столь велика, что отсутствует опасность их разрушения ранее достижения полного перераспределения усилий. Однако эксперименты и расчеты показывают, что в некоторых случаях разрушение опорных сечений происходит раньше, чем в пролетных сечениях ригеля моменты достигнут предельных значений. Причиной локального разрушения может явиться разрыв арматуры вблизи ванной сварки выпусков из ригелей и колонн вследствие хрупкости металла и сварочных напряжений, а также раздробление бетона сжатой зоны опорного сечения.

Поскольку в нормативных документах отсутствуют указания по данному вопросу, при расчете рамных каркасов по прочности проектировщики решают его индивидуально. При этом наблюдается большой разброс допустимого уровня перераспределения (10...50%). Кроме упругого расчета в последнее время внедряются расчеты рамных каркасов многоэтажных промзданий с учетом действительных жесткостей, деформированной схемы, податливости узлов сопряжения сборных элементов и других факторов [2]. При этом используют полные диаграммы бетона и арматуры. За разрушение всей системы принимают достижение в каком-либо сечении предельной деформации бетона или арматуры (или соответствующих им пре-

дельной кривизны или угла поворота опорного сечения).

Для арматуры класса А-III, состыкованной ванной сваркой, на основе исследований НИИСКА [3] предельную деформацию можно принять равной $\epsilon_{su} = 0,01$. При отсутствии сварки или при незамоноличенной арматуре (в этом случае отсутствует концентрация напряжений и деформаций в местах трещин) предельная деформация может соответствовать на диаграмме $\sigma_s - \epsilon_s$ окончанию площадки текучести ($\epsilon_{su} \approx 0,015$). Данное ограничение позволяет не допустить перегрузки колонн, которое возможно при работе опорной арматуры в области упрочнения, но предотвратить возникновение значительных пластических деформаций узлов, вызывающих не учтенные расчетом искривления колонн и эксцентриситеты приложения продольных сил. Предельная деформация сжатого бетона средней прочности, соответствующая появлению макротрещин и резкому изменению скорости прохождения ультразвука, равна 0,0035...0,004 и в расчетах ее можно принять $\epsilon_{bu} = 0,0035$. Указанные ограничения приняты в программах «Рам» и «БИНОН» [2].

В рекомендациях ЕКБ — ФИП [4, 5] содержатся два вида ограничений перераспределения усилий при расчете по прочности: для линейного расчета с ограниченным перераспределением усилий и для нелинейного расчета. В первом случае указывают пределы изменения коэффициента $\delta \leq 1$, на который умножают моменты в наиболее напряженных сечениях. Для бетонов средней прочности

$$\delta \geq 0,44 + 1,25\xi, \quad (1)$$

но не менее 0,75 для каркасов с несмещающимися узлами и не менее 0,9 для свободных рам.

Во втором случае нелинейный расчет, т. е. с учетом физической и геометрической нелинейности) ограничивается пластический поворот в критических сечениях $\theta_{pl} = f(\xi)$. Следует обратить внимание

на то, что предельные углы поворота в источнике [5] приняты более осторожно, чем в работе [4] (рис. 1).

Предельный пластический угол поворота опорного сечения

$$\theta_{pl} = \left(\frac{1}{r} \right)_{pl} l_{pl}, \quad (2)$$

где в соответствии с расчетной схемой (см. рис. 1)

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{pl} = \frac{\epsilon_{s, pl}}{h_0 - x} = \frac{\epsilon_s - \epsilon_{s, cl}}{h_0 - x};$$

$$\epsilon_s = \epsilon_{bu} \frac{h_0 - x}{x} \leq \epsilon_{su}; \quad \epsilon_{s, cl} = \frac{R_s}{E_s}.$$

Для определения длины пластических деформаций предложены различные эмпирические формулы. На основании экспериментальных данных для типовых узлов сопряжения ригеля и колонны многоэтажных промзданий можно принять $l_{pl} = h$. Зависимость $\theta_{pl} = \varphi\left(\xi = \frac{x}{h_0}\right)$, приведенная на рис. 1, состоит из двух участков — $\epsilon_s = \epsilon_{su}$ (при низких значениях ξ) и $\epsilon_s < \epsilon_{su}$. На первом предельный угол поворота обусловлен максимальной деформацией арматуры, на втором — наибольшей деформацией бетона. Такой же характер имеет график [5]. По характеру графика [4] можно заключить, что при его построении деформации арматуры не ограничивали. Следует отметить близость кривых, полученных по формуле (2) при $\epsilon_{bu} = 0,0035$, $\epsilon_{su} = 0,01$ и $\epsilon_{su} = 0,015$, и кривых по рекомендациям [5].

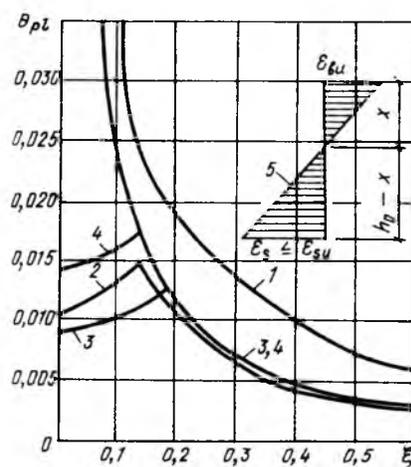


Рис. 1. Зависимости для определения предельно допустимого пластического угла поворота

1 — по [4]; 2 — по [5] для стали типа А; 3 — предлагаемая зависимость при $\epsilon_{su} = 0,01$; 4 — то же при $\epsilon_{su} = 0,015$; 5 — схема распределения деформаций в расчетном сечении

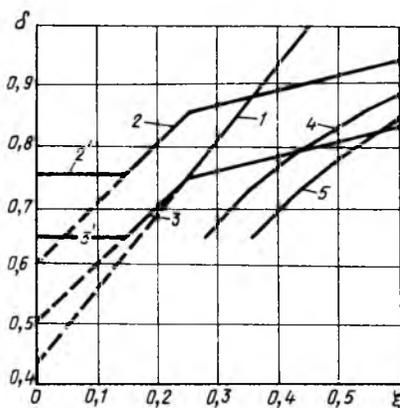


Рис. 2. Предельно допустимый коэффициент снижения опорных моментов из упругого расчета

1 — по [4, 5]; 2 — предлагаемая зависимость для рам с ригелями без преднапряжения; 3 — то же с преднапряженными ригелями; 4 — для ригеля с двумя защемленными концами; 5 — для ригеля с одним защемленным и другим шарнирно опертм концом; 2', 3' — $\epsilon_{su}=0,0015$

На рис. 2 приведены зависимости $\delta - \epsilon$, полученные по формуле (1) и в результате усреднения данных расчета многоэтажных рам на ЭВМ по указанным программам и ручного расчета Ж-образных рам. Рамы с несмещенными узлами рассчитывали на различные комбинации загрузки ригелей временной нагрузкой. При этом варьировали длину пролета ригелей, высоту и число этажей, размеры сечений элементов. Ручные расчеты позволили проследить влияние на перераспределение усилий различных факторов. Установлено, что основное влияние на допустимый уровень перераспределения оказывают пластические качества рассматриваемого расчетного сечения, которые характеризуются ξ , ϵ_{bu} , ϵ_{su} . Ситуация на других опорах незначительно влияет на границы перераспределения усилий в рассматриваемом опорном сечении. Однако допустимый уровень перераспределения связан с соотношением жесткостей опорных и пролетных зон ригеля, что не учитывает формула (1). На рис. 2 приведены графики, полученные из расчета рам с ригелями без преднапряжения и преднапряженными, жесткость пролетных сечений которых выше. Они построены на основе аналитических выражений

$$\begin{aligned} \delta &= A + \xi \text{ при } \xi \leq 0,25 \\ \delta &= A + 0,25(\xi - 0,25) \text{ при } \xi > 0,25 \end{aligned} \quad (3)$$

где $A=0,5$; $B=0,75$ — для преднапряженных ригелей; $A=0,6$; $B=0,85$ — для ригелей без преднапряжения арматуры; ξ определяют из расчета по прочности по СНиП 2.03.01—84; $\xi = x/h_0$. Коэффициент δ должен быть не менее значений, показанных на рис. 2 и обусловленных предельной деформацией арматуры.

Зависимости (1), (3) качественно близко отражают характер изменения коэффициента δ . В то же время по формуле ЕКБ — ФИП этот коэффициент более быстро достигает значения $\delta=1$, что, видимо, связано с неполным учетом неупругих деформаций бетона сжатой зоны. То, что основное влияние на допустимый уровень перераспределения оказывает напряженно-деформируемое состояние рассматриваемого опорного сечения, подтверждает расчет ригелей с одним защемленным, а другим защемленным или свободно опертм концом. Расчеты производили из условия, что в пролетном сечении трещины не образуются (наиболее благоприятный случай для перераспределения усилий). Для этих ригелей

$$\delta = \frac{1}{1 + \frac{KB\theta(\xi)}{M_{pl}l}} \quad (4)$$

где $K=2$ при двух защемленных, $K=3$ при одном защемленном, а другом свободно опертм концом; $\theta(\xi)$ — полный предельный поворот опорного сечения; M_{pl} — момент образования пластического шарнира: $M_{pl} = R_b b h_0^2 \xi \times (1 - 0,5\xi)$; B — жесткость ригеля.

Расчеты и теоретический анализ показали, что систему (3) можно использовать и для расчета рам со смещенными узлами на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок. Однако при этом рекомендуется исходить из выражения

$$\delta_{q+w} = \frac{1}{\frac{1}{\delta_q} - \frac{M_w \eta}{M_{pl}}} \leq 1, \quad (5)$$

полученного из условия $\varphi_q + \varphi_w \leq \theta(\xi)$, где φ_q , φ_w — углы поворота опорных сечений ригелей от вертикальных и горизонтальных нагрузок; δ_q — предельно допустимый коэффициент перераспределения при загрузке рам только вертикальной нагрузкой; M_w — упругий момент в рассматриваемом опорном сечении от ветровой нагрузки; η — коэффициент, учитывающий увеличение моментов в опорных сечениях ригелей в результате влияния деформированной схемы: $\eta = \frac{\sum M_{c,w}^N}{\sum M_{c,w}^N + \sum M_{c,w}} + \sum M_{c,w}$ — сумма моментов от ветровой нагрузки в опорных сечениях колонн, примыкающих к рассматриваемому узлу с учетом и без учета деформированной схемы.

Коэффициент η учитывает то обстоятельство, что в результате влияния деформированной схемы увеличиваются моменты от ветровых нагрузок не только в колоннах, но из условия равновесия узлов и в опорных сечениях ригелей. Формула (5) получена из допущения, что пластические шарниры образовались до приложения ветровой нагрузки.

Перераспределение усилий рекомендуется также ограничивать из условия недопущения пластических деформаций арматуры при нормативных нагрузках $\sigma_s \leq R_{s, ser}$. Исходя из равенств

$$\begin{aligned} M_{EI}^n \delta a_{crc} &= R_{s, ser} A_s z; \\ M_{EI}^d \delta &= R_s A_s z; \\ M_{EI}^d &= \gamma_l M_{EI}^n, \end{aligned} \quad (6)$$

где M_{EI}^n , M_{EI}^d — упругие моменты от нормативных и расчетных нагрузок; δa_{crc} — коэффициент перераспределения усилий, связанный с трещинообразованием.

После преобразований

$$\delta \geq \frac{R_s \delta a_{crc}}{R_{s, ser} \gamma_l} \quad (7)$$

При $\gamma_l=1,2$, $\delta a_{crc}=0,8$ (при $a_{crc} \approx 0,4$ мм) для арматуры класса А-III $\delta \geq 0,63$, т. е. перераспределение усилий при расчете по прочности должно ограничиться зависимостями (3), (5) и не превышать $\approx 35\%$.

Вывод

Предложенные зависимости (2), (3), (5), (7) по ограничению перераспределения усилий при расчете многоэтажных рам по прочности не противоречат рекомендациям ЕКБ — ФИП.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1975. — 191 с.
2. Лемыш Л. Л. Перераспределение и регулирование усилий в рамных каркасах многоэтажных зданий // Бетон и железобетон. — 1991. — № 5. — С. 5—7.
3. Методические рекомендации по расчету прочности и конструированию узловых сопряжений каркасов многоэтажных зданий с учетом сварных напряжений. — Киев: НИИСК, 1981. — 26 с.
4. Кодекс-образец ЕКБ — ФИП для норм по железобетонным конструкциям. — Т. 11. (Пер. с франц., 3-е изд., 1978). — М.: НИИЖБ, 1984. — 276 с.
5. СЕВ — FIP. MODEL CODE. — 1990. — Bulletin D'information. — № 195. — Comite Euro — International.

Ю. А. КЛИМОВ, канд. техн. наук (Киевский инженерно-строительный ин-т)

Методы расчета железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил

В отечественных и некоторых зарубежных нормах расчет прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил производят на основе предельного равновесия, ферменной аналогии, критической наклонной трещины и др. Расчет по нормам ЕКБ — ФИП [1] базируется на методе ферменной аналогии. При этом, несмотря на принципиальные отличия в физических и расчетных моделях с принятым с СНИПе методом предельного равновесия, общий подход к расчету с ориентацией на конкретные формы разрушения элемента сохраняется.

Представив железобетонный элемент, работающий на восприятие поперечных сил, в виде традиционной раскосной фермы (рис. 1), прочность по нормам ЕКБ — ФИП рассчитывают для сжатых и растянутых поясов и раскосов.

Условие прочности сжатого пояса фермы

$$F_{Sc} \leq F_{Rc} \quad (1)$$

где F_{Sc} — усилие в поясе от действия внешней нагрузки: в общем случае

$$F_{Sc} = \frac{M_{Sd}}{z} - N_{Sd} \frac{z_s}{z} - V_{Sd} \frac{\text{ctg} \theta - \text{ctg} \alpha}{2},$$

а в сечении, где действует максимальный изгибающий момент

$$F_{Sc} = \frac{M_{Sd}^{\max}}{z};$$

F_{Rc} — предельное усилие, воспринимаемое поясом:

$$F_{Rc} = \alpha_1 f_{cd} A_c + f_{yd} A_{Sc};$$

M_{Sd}, N_{Sd}, V_{Sd} — усилия от внешней нагрузки в рассматриваемом нормальном сечении, для свободно опертой балки $V_{Sd} = Q$; θ, α — углы наклона сжатых и растянутых раскосов формы; A_S, A_{Sc} — площади бетона пояса (сжатой зоны) и сжатой арматуры; α_1 — коэффициент, зависящий от прочности бетона.

Условие прочности растянутого пояса фермы

$$F_{St} \leq F_{Rst} \quad (2)$$

где F_{St}, F_{Rst} — действующее и предельное усилия в поясе:

в общем случае

$$F_{St} = \frac{M_{Sd}}{z} + N_{Sd} \frac{z - z_s}{z} + V_{Sd} \frac{\text{ctg} \theta - \text{ctg} \alpha}{2},$$

в сечении с максимальным изгибающим моментом $F_{St} = \frac{M_{Sd}^{\max}}{z}$;

$$F_{Rc} = f_{yd} A_S.$$

Прочность растянутых раскосов фермы проверяют из условия (см. рис. 1)

$$V_{Sd} \leq V_{Rsw} \quad (3)$$

где V_{Rsw} — усилие, воспринимаемое раскосами (поперечной арматурой) в наклонном сечении:

$$V_{Rsw} = A_{sw} \frac{f_{yd}}{s} \sin \alpha z (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha).$$

Прочность сжатых раскосов фермы (наклонных бетонных полос) проверяют из условия (см. рис. 1).

$$F_{Scw} \leq F_{Rsw} \quad (4)$$

где F_{Scw}, F_{Rsw} — действующее и предельное усилие в раскосах:

$$F_{Scw} = \frac{V_{Sd}}{\sin \theta} \left(\frac{\text{ctg} \theta}{\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha} \right);$$

$$F_{Rsw} = \alpha_2 f_{cd} b_w z \cos \theta;$$

α_2 — коэффициент, зависящий от прочности бетона.

Расчет поясов и раскосов фермы производят, последовательно задаваясь углом наклона бетонных полос θ в диапазоне $1 \leq \text{acr} \text{ctg} \theta \leq \leq 3$ ($18,4^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$).

Несмотря на принципиальные отличия в расчетных моделях по СНИПу условия (1), (2) соответствуют расчету прочности элемента в зоне действия поперечных сил по нормальным сечениям и наклонному сечению на действие изгибающего момента; условие (3) — расчету прочности при разрушении по наклонной трещине; условие (4) — расчету прочности при разрушении по наклонной полосе между трещинами.

Как показал анализ расчетов по формулам норм ЕКБ — ФИП элементов прямоугольного сечения, в диапазоне реальных соотношений между интенсивностью продольного и поперечного армирования,

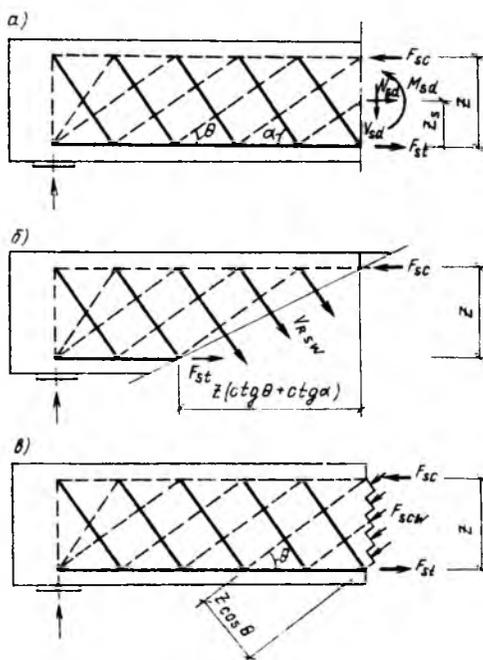


Рис. 1. Расчетная схема (а), расчет прочности растянутых (б) и сжатых (в) раскосов — растянутые раскосы и пояса; — — — то же сжатые

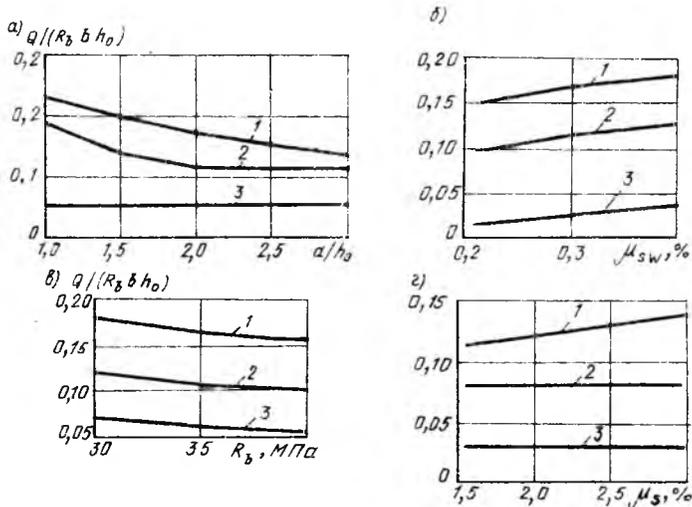


Рис. 2. Опытные (1) и расчетные (2, 3) зависимости несущей способности элементов при действии поперечных сил от длины пролета среза (а), процента поперечного армирования (б), прочности бетона (в), процента продольного армирования (г)
2 — по разработанной модели; 3 — по методу ферменной аналогии норм ЕКБ — ФИП

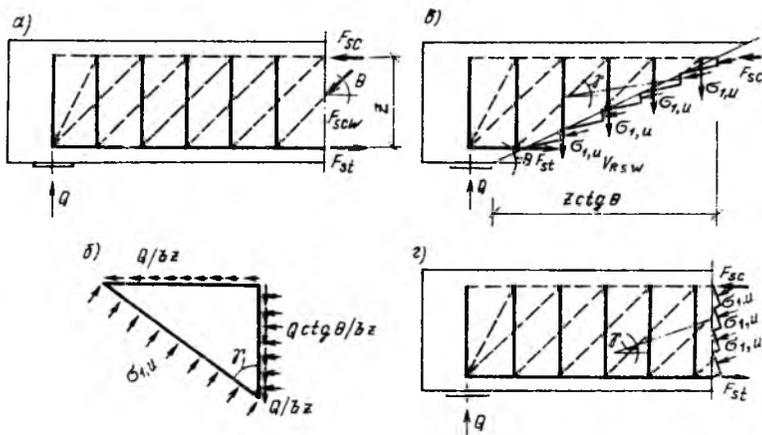


Рис. 3. К усовершенствованию расчета прочности по методу ферменной аналогии
а — расчетная модель; б — определение предельного состояния сжатых расколов; в, г — расчет растянутых и сжатых расколов; условные обозначения см. рис. 1

прочностью бетона и арматуры определяющим при действии поперечных сил является условие прочности по растянутым расколам (3) при максимальном угле наклона сжатых расколов $\theta = 45^\circ$. По СНиПу для наиболее массового случая поперечного армирования вертикальными хомутами, это соответствует тому, что всю действующую поперечную силу воспринимают хомуты, а длина проекции опасной наклонной трещины $s \approx h_0$ ($\theta = 45^\circ$, $z \approx h_0$). Таким образом, в расчете по нормам ЕКБ — ФИП не учитывается не только нагельное усилие в продольной арматуре и силы сцепления, но и поперечное усилие в бетоне сжатой зоны. Как показало сопоставление с опытными значениями, расчетная несущая способность элемента в значительной степени недооценивается, в некоторых случаях в 2,5... 3 раза (рис. 2).

При заданном соотношении между размерами и поперечным армированием стенки в гавровых и двугавровых элементах определяющим может оказаться условие (4), характеризующее прочность при разрушении бетона наклонных полос (сжатых расколов фермы). В данном случае расчет по нормам ЕКБ — ФИП в большей степени согласуется с опытными данными (расхождение 10...35 %).

Таким образом, несмотря на несомненные достоинства — наглядность, логическую цельность расчета, возможность в рамках единой модели оценить прочность при всех формах разрушения, учет совместного действия силовых факторов, отсутствие, в отличие от СНиПа, эмпирических коэффициентов, расчет по нормам ЕКБ — ФИП имеет существенные недостатки. Так, жестко регламентированная модель в виде раскосной фермы не

позволяет рассчитывать элемент без поперечного армирования, учесть в расчете по наклонной трещине усилия в бетоне сжатой зоне, а при расчете по наклонной полосе — интенсивность поперечного армирования. При этом происходит существенная недооценка несущей способности в расчетах, которые для широкого класса конструкций являются определяющими при назначении размеров сечения и поперечного армирования.

Авторы предложили усовершенствовать расчет прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил в рамках метода ферменной аналогии, основанный на модернизированном варианте теории предельного напряженного состояния железобетона. Предложенный усовершенствованный вариант теории рассматривает арматуру, произвольно расположенную в бетонном массиве как внутреннюю связь, способную изменить напряженное состояние бетона при заданном силовом нагружении. Типичным примером является центральное сжатие железобетонного элемента с косвенным армированием. При нагружении в арматуре и бетоне возникает взаимоуравновешенное состояние — арматура растянута, а бетон сжат. В результате бетон находится в условиях трехосного, а не осевого сжатия, как было бы при отсутствии арматуры. При построении теории рассмотрены различные варианты силового воздействия и расположения арматуры в бетонном массиве, включая случай передачи растягивающего усилия на бетон через арматуру. В качестве критерия прочности бетона принимали условие [2].

Для рассмотренного в дальнейших расчетах напряженного состояния «сжатия — растяжения» с передачей растягивающего усилия на бетон с арматуры получена формула для вычисления предельных сжимающих напряжений.

Модернизированная расчетная модель (рис. 3) рассматривает железобетонный элемент, работающий на восприятие поперечных сил, состоящим из сжатого и растянутого поясов, соединенных между собой решетчатой системой в виде наклонных бетонных армированных полос и поперечной арматурой. При этом принимают, что пояса работают на осевое сжатие и растяжение, воспринимая при этом действующий изгибающий мо-

мент, а поперечная сила воспринимается решетчатой системой. Условие силового нагружения полос являются осевое сжатие под углом θ к горизонтали и сдвиг вдоль контакта с поясами, в отличие от традиционного подхода метода ферменной аналогии, где бетонные полосы (раскосы) считают шарнирно соединенными с поясами, испытывающими только осевое сжатие. Поперечную арматуру принимают шарнирно соединенной с поясами, работающей на осевое растяжение.

Полагая, что разрушение бетона полос происходит в результате сжатия, угол наклона площадок действия главных сжимающих напряжений находят из уравнения равновесия (см. рис. 3)

$$\frac{Q}{bz} \sin^2 \gamma + \frac{Q}{bz} \operatorname{ctg} \theta \cos \gamma \sin \gamma = \frac{Q}{bz} \cos^2 \gamma, \quad (5)$$

$$\text{по } \gamma = \arctg \left[0,5 \operatorname{ctg} \theta \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\operatorname{ctg}^2 \theta}} \right) \right].$$

На стадии разрушения предельные главные сжимающие напряжения вычисляют на основе теории предельного напряженного состояния железобетона.

Предельная поперечная сила, воспринимаемая элементом в наклонном сечении (см. рис. 3),

$$V_R = V_{R_{cw}} + V'_{R_{cw}}, \quad (6)$$

где $V_{R_{cw}}$ — усилия в поперечной арматуре, вычисляемые так же, как и при расчете по формуле (3); $V'_{R_{cw}}$ — усилия в бетонных раскосах:

$$V_{R_{cw}} = \sigma_{1,u} b_w z \sin \gamma \frac{\sin(\theta - \gamma)}{\sin \theta}.$$

Предельная поперечная сила, воспринимаемая бетонными армированными полосами в рамках принятой расчетной модели (см. рис. 3),

$$V_{R_{cw}} = 0,5 \sigma_{1,u} b_w z \sin 2\gamma. \quad (7)$$

При поперечном армировании наклонными стержнями угол наклона площадок действия главных сжимающих напряжений в бетонных полосах

$$\gamma = \arctg \left[0,5 \operatorname{ctg} \theta \frac{\delta_1}{\delta_2} \times \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4\delta_2}{(\operatorname{ctg} \theta \delta_1)^2}} \right) \right], \quad (8)$$

$$\text{где } \delta_1 = 1 - \delta_3 \operatorname{ctg} \alpha, \quad \delta_2 = 1 + \delta_3; \quad \delta_3 = \frac{f_{yd} \mu_{sw} \cos \alpha}{V_{sd}} \frac{b_w z}{V_{sd}}.$$

Предельные поперечные силы V_R и $V_{R_{cw}}$ при этом определяют по выражению (6) и

$$V_{R_{cw}} = 0,5 \sigma_{mc,u} b_w z \sin 2\gamma + \frac{f_{yd} A_{sw}}{s} z \cos \alpha. \quad (9)$$

Предельную поперечную силу, воспринимаемую элементами без поперечного армирования в наклонном сечении, находят на основании зависимости (6) по формуле

$$V_R = V'_{R_{cw}} = \sigma_{mc,u} b_w \times \times z \sin \gamma \frac{\sin(\theta - \gamma)}{\sin \theta}. \quad (10)$$

Расчет прочности сжатого и растянутого поясов производят по формулам метода ферменной аналогии (1), (2). Предлагаемые усовершенствования позволили в значительной степени повысить точность расчета по методу ферменной аналогии для основных случаев разрушения железобетонных элементов при действии поперечных сил — наклонной трещине и полосе между этими трещинами. В первом случае повышение расчетной несущей способности и приближение ее к опытным данным (см. рис. 2) достигнуто благодаря учету работы бетона в наклонном сечении, а во втором — вследствие учета интенсивности поперечного армирования при определении предельных значений главных напряжений в бетоне наклонной полосы. Модернизированная расчетная модель позволила также распространить метод ферменной аналогии на расчет элементов без поперечного армирования. В то же время в целом метод ферменной аналогии не учитывает отдельных внутренних усилий (нагельного усилия в продольной арматуре, сил зацепления) и влияния важных факторов (продольного армирования, преднапряжения, наличия полки в сжатой зоне и др.) на несущую способность элементов.

Выводы

На основании расчетного анализа и сопоставления с результатами экспериментов установлено, что наряду с несомненными достоинствами метод ферменной аналогии, используемый в нормах ЕКБ — ФИП, имеет существенные недостатки, в значительной степени не-

дооценивает несущую способность элементов.

На основе модернизации расчетной модели и разработанного варианта теории предельного напряженного состояния железобетона разработана методика, позволяющая в значительной степени повысить точность расчета прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил в рамках метода ферменной аналогии.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СЕВ — FIP. MODEL COD E.— 1990.— Bullitin D information.— № 195.— Comite Euro — International.
2. Гениев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона.— М.: Стройиздат, 1974.— 316 с.

Вышли в свет:

Афанасьев А. А., Данилов Н. Н., Бучар Г. **Технология монолитного бетона и железобетона:** Учеб. для вузов.— М.: Стройиздат, 1991.— 21 л.: ил.— 3 р. 50 к., 15000 экз.

Даны теоретические основы и практические положения по методам и средствам выполнения всех технологических этапов при возведении монолитных зданий и сооружений. Особое внимание уделено индустриализации технологических процессов, в том числе в экстремальных природно-климатических условиях, особенностям технологии при техническом перевооружении и реконструкции предприятий, обеспечению качества строительной продукции. Намечены пути дальнейшего совершенствования технологии монолитного бетона и железобетона.

Для студентов инженерно-строительных вузов.

Сизов В. П. **Рациональный подбор составов тяжелого бетона.**— М.: Стройиздат, 1992.— 12 л.: ил.— (Наука — строит. пр-ву).— 3 р. 90 к.

Излагается расчетно-экспериментальный метод проектирования составов всех видов и классов тяжелого бетона и бетонных смесей с заданными свойствами при наименьшем расходе цемента, а также методика экспериментальной проверки составов. Для облегчения расчета и ускорения подбора составов бетона разработаны номограммы, графики, таблицы для назначения всех необходимых параметров. Приведены основные теоретические положения, являющиеся основой метода проектирования составов бетона.

Для научных и инженерно-технических работников заводских и строительных лабораторий, трестов, СМУ.

Б. С. СОКОЛОВ, д-р техн. наук, проф. (Казанский инженерно-строительный ин-т)

Новый подход к расчету прочности бетонных элементов при местном действии нагрузки

По действующим нормам на проектирование условие прочности бетонных элементов при местном действии нагрузки записывается в виде

$$N \leq \psi_b R_b A_{loc}. \quad (1)$$

В формулу (1) входят также параметры ψ и α , для некоторых случаев равные единице.

Подобно формуле (1) построены расчетные выражения и в нормах других стран, в том числе в рекомендациях ЕКБ — ФИП [1]. Однако расчеты по ним дают разные результаты (рис. 1). Наиболее высокую несущую способность показывают отечественные нормы. Одна из причин такого расхождения заключается в том, что предлагаемые формулы составлены для оценки сопротивления бетона разрушению в разных областях напряженного состояния, возникающего при местном действии нагрузки. Известно, что непосредственно под грузовыми или опорными площадками возникает область сжатия, а на некотором расстоянии от них в глубь элемента — область сжатия — растяжения. Бетон, работающий в условиях обжатия, обладает большей прочностью, поэтому разрушение (или нарушение сплошности) начинается в области сжатия — растяжения и происходит при меньших нагрузках. Следовательно, можно предположить, что формулы зарубежных норм составлены на основе испытаний образцов, разрушение которых происходило в сжатой-растянутой области, а отечественных норм — для образцов, разрушающихся в области сжатия от смятия бетона.

Сравнение опытных и расчетных данных показало, что при некоторых схемах нагружения они не совпадают. Причем наблюдаются расхождения как в сторону завышения, так и занижения несущей способности, т. е. расчеты по нормам приводят к увеличению материалоемкости конструкций и не обеспечивают их необходимой надежности. Это вызвано тем, что при эмпирическом подходе к расчету невозможно учесть все факторы (а

их не менее 12), влияющие на прочность.

Предлагаемый подход к расчету основывается на модели разрушения бетона. Разрушение начинается в сжатой-растянутой области, происходит от преодоления сопротивления отрыву, раздавливанию и завершается сдвигом вдоль граней клиньев под грузовыми площадками. На рис. 2 показана модель разрушения. Ее физические основы и принципы построения состоят в следующем.

Под грузовыми и опорными площадками образуются уплотнения в виде клиньев. С возрастанием нагрузки повышаются главные растягивающие напряжения между вершинами клиньев. При достижении ими предела прочности на растяжение нарушается сплошность бетона от отрыва и появляется вертикальная трещина (см. рис. 2), разделяющая элемент и сжатую полосу на четыре части. Усилие, приложенное к краю любой части, вызывает внецентренное сжатие. В этом случае характер разрушения будет зависеть от размеров грузовых и опорных площадок. При их малой длине разрушение происходит преимущественно от сдвига по плоскости скольжения $A - C$ (см. рис. 2). Однако определенную долю сжимающего усилия будет воспринимать и часть сечения A_{ef} . При больших площадках разрушение будет происходить преимущественно от раздавливания бетона в ядре сжатия A_{ef} , отрыва по плоскости $B - B$ с последующим сдвигом вдоль плоскости клина $A - B$. Таким образом, сопротивление разрушению обеспечивается работой трех расчетных зон и определяется различными прочностными характеристиками бетона: на сжатие — в ядре сжатия площадью A_{ef} , на растяжение — по плоскости $B - B$, на сдвиг — по плоскости $A - B$.

С учетом равновесия системы (см. рис. 2) условие прочности можно записать в виде

$$N \leq \frac{N_{bt} \cos \alpha + 4T_1}{\sin \alpha} +$$

$$+ \frac{N_{bt} \cos \alpha + 4T_2}{\sin \alpha} + N_{ef}. \quad (2)$$

Исходя из статического принципа метода предельного равновесия, в соответствии с которым в момент разрушения напряжения в расчетных зонах достигают предельных, можно записать

$$\sigma_1 = R_b; \quad \sigma_2 = \sigma_3 = mR_b; \quad \tau = R_{sh}. \quad (3)$$

Тогда при $L_{loc1} = L_{loc2}$ условие прочности можно представить

$$N \leq \frac{2mR_b A_{bt} + 8R_{sh} A_{sh}}{\sin \alpha} + R_b A_{ef}. \quad (4)$$

где A_{bt} , A_{sh} , A_{ef} — площади соответственно отрыва, сдвига и раздавливания.

Размеры ядра сжатия, плоскостей отрыва и сдвига определяют положением наклонных составляющих сжимающего усилия, действующих ортогонально к плоскости скольжения:

$$L_l = h - L_{loc} \cos \alpha \sin \alpha, \quad (5)$$

$$a = L_{loc} \sin^4 \alpha; \quad (6)$$

$$L_{sh} = 0.25 L_{loc}^2 \cos \alpha (1 + \sin^2 \alpha). \quad (7)$$

Подставляя (5)...(7) в (4), получим

$$N \leq \operatorname{ctg} \alpha [2mR_b b (h - L_{loc} \cos \alpha \sin \alpha) + 2R_{sh} (1 + \sin^2 \alpha) L_{loc}^2] + R_b L_{loc}^2 \sin^4 \alpha. \quad (8)$$

Выражение (8) отвечает общему случаю действия нагрузки. Для других схем нагружения условия прочности получаются из (8) как частные случаи.

Модель разрушения и соответствующие ей расчетные выражения можно использовать для оценки прочности элементов при разрушении бетона от смятия в области сжатия.

На рис. 3 показана расчетная схема, по которой вычисляют горизонтальные нормальные напряжения

$$\sigma_{2(3)} = N_c / h_{kl} L_{loc}. \quad (9)$$

При этом усилие N_c в сжатой зоне под штампом равно усилию N_{bt} в области сжатия — растяжения. Зная напряжения $\sigma_{2(3)}$, можно воспользоваться существующими условиями прочности и вычислить вертикальные сжимающие напряжения σ_1 . Например, если принять известное условие прочности

$$\sigma_1^3 + \sigma_2^3 + \sigma_3^3 - \nu (\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 +$$

$$\begin{aligned}
 & +\sigma_1\sigma_3) - (R_b - R_{bt})(\sigma_1 + \\
 & +\sigma_2 + \sigma_3) - R_b R_{bt} = 0, \quad (10)
 \end{aligned}$$

напряжения σ_1 при $\nu=2$, $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_0$; $n = \sigma_0 / R_b$ равны:

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 = & 2\sigma_0 + 0,5(R_b - R_{bt}) + \\
 & + \sqrt{4\sigma_0^2 + 4\sigma_0(R_b - R_{bt}) + 0,25(R_b + R_{bt})^2}, \quad (11)
 \end{aligned}$$

По σ_1 находим разрушающее усилие

$$N = \sigma_1 A_{loc}. \quad (12)$$

Для анализа полученных выражений (8) и (12) приведем их соответственно к виду (1), принимая $L_{loc}/h = \delta$; $K = b/L_{loc}$; $R_{sh} \approx 3R_{bt}$. Причем, для выражения (8) в приведенном к формуле (1) виде

$$\begin{aligned}
 \varphi_b = & \text{ctg } \alpha [2mK(1/\delta - \sin \alpha \cos \alpha) + \\
 & + 6(1 + \sin^2 \alpha)] R_{bt} / R_b + \sin^4 \alpha. \quad (13)
 \end{aligned}$$

а для (12)

$$\varphi_b = \sigma_1 / R_b. \quad (14)$$

Таким образом, для оценки прочности элемента получено два значения φ_b . Первое из них определяет несущую способность элемента при разрушении в сжато-растянутой области, второе — при разрушении в сжатой области. Совместное решение (13) и (14) дает граничное значение $\varphi_{b,гр}$. На рис. 4 показаны результаты такого решения для конкретного случая действия местной нагрузки. Нетрудно заметить, что $\varphi_{b,гр}$ зависит от отношения размеров площадки передачи нагрузки к высоте $\delta = L_{loc}/h$ и прочности бетона. Кроме того, при $\delta \leq 0,3$ разрушение происходит по сжатой области, а при $\delta > 0,3$ — по сжато-растянутой. Это имеет принципиальное значение при выборе зоны установки армирования.

На основе выражений (8) и (12) получены формулы для других случаев действия местной нагрузки. Например, при полосовой нагрузке, расположенной в средней части сечения элемента и у края соответственно

$$\begin{aligned}
 \varphi_b = & \text{ctg } \alpha (1/\delta - \sin \alpha \cos l + \\
 & + 3) R_{bt} / R_b + \sin^2 \alpha, \quad (15)
 \end{aligned}$$

$$\varphi_b = 3 \text{ctg } \alpha R_{bt} / R_b + \sin^2 \alpha. \quad (16)$$

В приведенные выражения входят параметры m , α , R_{sh} , которые определяют экспериментально. Целенаправленные испытания плосконапряженных элементов [2] позво-

Рис. 1. Сравнение результатов расчетов по нормам разных стран и формуле (15)
1 — СНиП 2.03.01-84; 2 — АСІ-318-87;
3 — по (15); 4 — ЕКБ — ФИП;
5 — СС ВА 86; 6 — DIN-1045

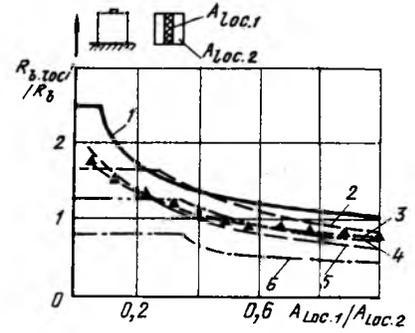


Рис. 2. Модель разрушения бетона при сжатии

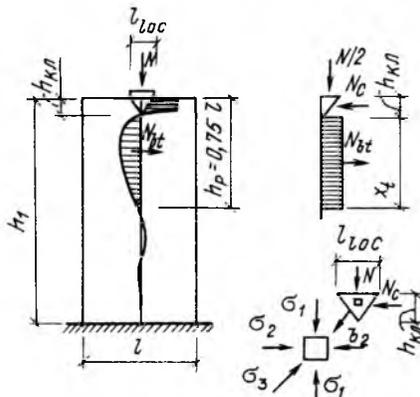
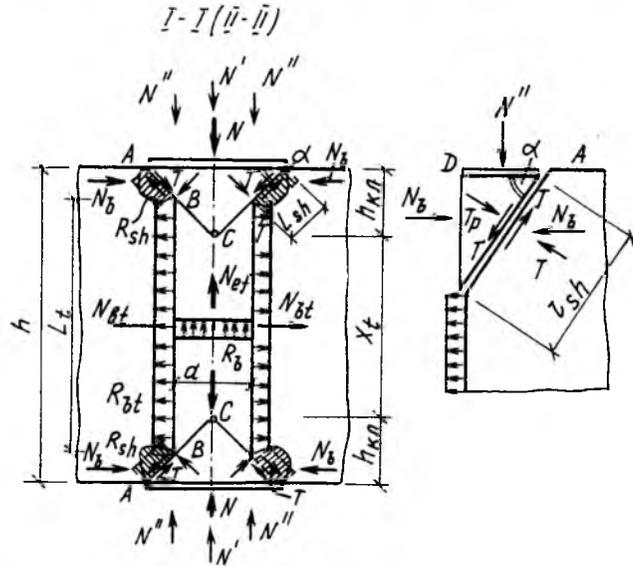
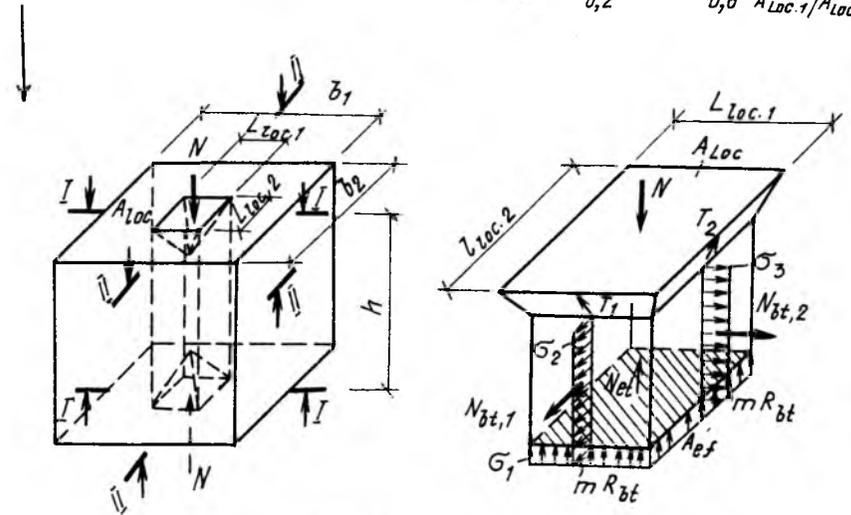


Рис. 3. К оценке прочности бетона под грузовой площадкой

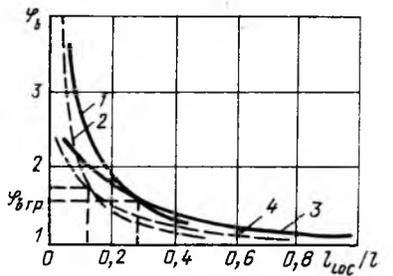


Рис. 4. Зависимость коэффициента φ_b от размера грузовой площадки при изменении класса бетона

1 — В20 по формуле (14); 2 — то же В40;
3 — В20 по формуле (15); 4 — то же В40

лили получить следующие значения для этих параметров:

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,25 R_b / R_{bt} - 1,56;$$

$$m = 1, \dots 0,6;$$

$$R_{sh} = 3R_{bt}.$$

Сравнения теоретических результатов с многочисленными (более 200) опытными данными показали их удовлетворительную сходимостъ ($s=1,12$; $v=0,1$), что свидетельствует о достаточной надежности предлагаемой методики расчета.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Eurocode No 2. Design of Concrete structures General Rules and Rules for Building. Final Draft.— October.— 1989.
2. Соколов Б. С., Мустафин И. И., Кафиатуллин М. А. Исследования напряженного состояния и прочности бетонных элементов при действии взаимонаправленной нагрузки // Межвуз. тем. сб. тр. ЛИСИ: Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций.— Л., 1983.— С. 67—73.

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

НИИЖБ
(109428, Москва
2-я Институтская, 6)
предлагает

комплекс научно-технических работ по созданию и совершенствованию технологии мерной заготовки и натяжения канатной арматуры.

Организует изготовление канговых зажимов по ГОСТ 23117-91.

Обращаться по тел. 174-85-92.

Арматура

УДК 691.87:691.714

А. С. КОРОТКИЙ, К. САДЫРБАЕВ, инженеры (НИИЖБ); В. М. ПЕТРОВСКИЙ, инж (Череповецкий сталепрокатный з-д)

Механические и реологические свойства арматурных канатов класса К-19 промышленного производства

Одним из наиболее эффективных видов напрягаемой арматуры являются 19-проволочные канаты [1, 2]. Производство канатов класса К-19 диаметром 14 мм осуществляется по ТУ 14-4-22—71 на Череповецком сталепрокатном заводе. Годовой объем выпуска составляет примерно 1 тыс. т. Как правило, их используют вместо арматурных канатов класса К-7 диаметром 15 мм по ГОСТ 13840. Прямая замена позволяла экономить до 8 % стали за счет одинаковых браковочных минимумов агрегатных прочностных характеристик (разрывное усилие, усилие при условном пределе текучести). Кроме того, накопленный опыт применения канатов класса К-19 в строительной практике выявил снижение трудоемкости арматурных работ примерно на 6 %, что обусловлено уменьшением его погонной массы и диаметра, а также повышенной гибкостью по сравнению с канатами класса К-7.

Внесенные в последние годы изменения в ГОСТ 13840 включили повышение браковочных значений P_R и $P_{0,2}$. В стандарте установлено требование к реологической стойкости арматурных канатов.

Требования ТУ 14-4-22—71, не подвергавшиеся пересмотру с момента их утверждения, в известной мере отстали от действующей редакции стандарта на канаты клас-

са К-7, что сказывается на экономической эффективности применения 19-проволочных канатов в строительной практике.

Для определения действительного уровня прочностных характеристик канатов класса К-19 промышленного производства на Череповецком сталепрокатном заводе были проанализированы результаты контрольных испытаний на растяжение в 1988—1989 гг. Объем генеральной совокупности составил 949 результатов по разрывному усилию и 918 — по усилию при условном пределе текучести. Данные статистической обработки полученных материалов представлены в табл. 1. Отметим, что согласно ТУ 14-2-22—71 испытания 19-проволочных канатов проводят по отдельным проволокам с последующим суммированием.

Из представленных данных следует, что используемая на заводе-изготовителе технология с надежностью не менее 0,97 обеспечивает прочностные характеристики канатов класса К-19 диаметром 14 мм на уровне требований ГОСТ 13840 к арматурным канатам класса К-7 диаметром 15 мм. Вместе с тем допускаемая ТУ 14-4-22—71 методика испытаний по отдельным проволокам имеет некоторые недостатки: более высокую трудоемкость по сравнению с испытаниями в агрегатном состоянии;

Таблица 1

Год изготовления	Число образцов л	Среднее \bar{X}	Среднеквадратическое отклонение $S_{\bar{x}}$	Коэффициент вариации $V, \%$	$\bar{X} / 1,64S_{\bar{x}}$
1988	520	252,26	5,56	2,20	243,14
	508	234,74	7,23	3,08	222,88
1989	429	250,30	7,78	3,11	237,53
	410	237,10	6,43	2,72	226,51

Примечание. Над чертой — суммарное разрывное усилие P_R в кН, под чертой — суммарное усилие при условном пределе текучести в кН.

Характеристика	Площадь сечения, мм ²	Шаг свивки		Разрывное усилие P_p , кН	Усилие при условном пределе текучести $P_{0,2}$, кН	Относительное удлинение перед разрывом, %	Временное сопротивление σ_u , Н/мм ²	Условный предел текучести $\sigma_{0,2}$, Н/мм ²
		A, мм	A/D					
X	130,60	192	13,7	244,3	225,8	3,76	1872	1729
S_{n-1}	0,46	6,6	0,5	2,0	1,6	0,40	18	17
V, %	0,35	3,4	3,5	0,8	0,7	10,8	1,0	1,0

невозможность определения полных удлинений каната перед разрывом, регламентируемых нормативными документами; завышение условного предела текучести в результате уменьшения угла наклона упругой линии при выборке конструктивной спиральности проволок наружного и внутреннего слоев, а также временного сопротивления, обусловленного различием в схемах приложения предельной нагрузки для проволок наружного и внутреннего слоев при испытаниях в агрегатном состоянии и по отдельности.

В НИИЖБе проводили испытания на растяжение 19-проволочных арматурных канатов в агрегатном состоянии по методике ГОСТ 12004. Всего было испытано 9 образцов промышленной партии № 767 производства Череповецкого сталепрокатного завода. Полученные данные приведены в табл. 2.

Сопоставление результатов агрегатных и проволочных испытаний показывает, что в последнем случае происходит завышение разрывного усилия примерно на 3 %, усилия при условном пределе текучести — на 5 %.

Реологические испытания канатов класса К-19 проводили по методике ГОСТ 28334 с использованием жестких динамометрических рам типа РД-20 конструкции НИИЖБа, прошедших метрологическую аттестацию в установленном порядке.

Начальное напряжение в образцах составляло 60...80 % фактического агрегатного временного сопротивления. Образцы выдерживали под нагрузкой при нормальной температуре 20 ± 1 °С. База образцов была принята 640 мм (3,3 шага свивки). Всего было испытано 15 образцов, в том числе 10 при выдержке 1 000 ч, 5 — при выдержке 15 000 ч. Развитие релаксации напряжений во времени показано на рис. 1.

Согласно ГОСТ 13840 для арматурных канатов класса К-7 за время выдержки при нормальной температуре в течение 1000 ч и на-

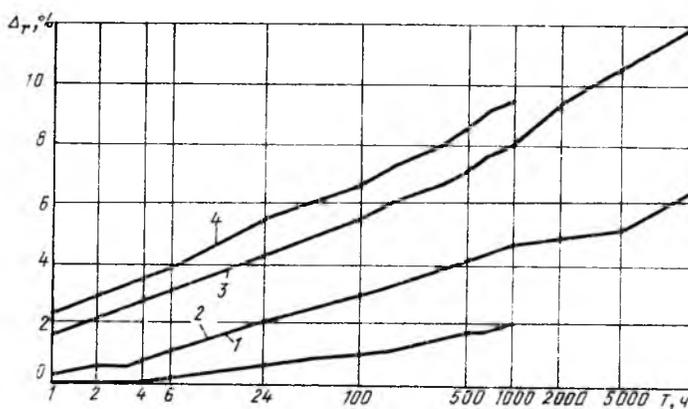


Рис. 1. Релаксация напряжений в образцах арматурных канатов класса К-19 диаметром 14 мм

Уровни начальных напряжений σ_{sp}/σ_u
1 — 0,620; 2 — 0,689; 3 — 0,773; 4 — 0,796

Рис. 2. Релаксация напряжений после выдержки в течение 1000 ч в образцах арматурных канатов класса К-19 диаметром 14 мм

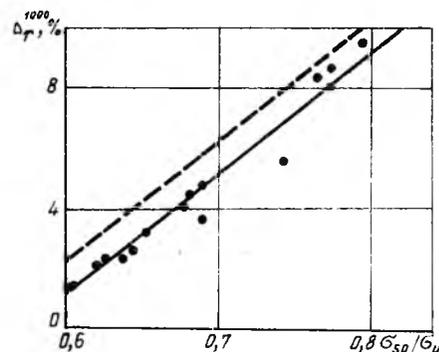
— — — среднее по опытным данным;
- - - с обеспеченностью 0,97

начальном усилии, равном 0,7 действительного разрывного усилия, потери напряжений от релаксаций не должны превышать 8 %. Установлено, что при нормируемых условиях испытаний в канатах класса К-19 диаметром 14 мм среднее значение релаксации связано с уровнем начальных напряжений линейной зависимостью (рис. 2)

$$\Delta r^{1000} = 0,4 \left(\frac{\sigma_{sp}}{\sigma_u} - 0,57 \right) 100 \%.$$

Коэффициент регрессии, характеризующий соответствие полученной зависимости опытным данным $r^2 = 0,96$, среднеквадратичное отклонение — 0,55 %. Подстановка в приведенную формулу нормируемого уровня начальных напряжений дает среднее значение релаксации напряжений 5,2 %. Уровень нормальной обеспеченности требования стандарта превосходит 0,99.

Комплексный анализ результатов исследований показывает, что арматурные канаты класса К-19 диаметром 14 мм производства Череповецкого сталепрокатного завода по свойствам не уступают зарубежным аналогам [3].



Полученные данные можно использовать для разработки новых технических условий на отечественные 19-проволочные канаты, что позволит повысить их экономическую эффективность в строительстве и конкурентоспособность на внешнем рынке в результате повышения браковочных минимумов по разрывному усилию и усилию при условном пределе текучести и введения нормативного требования по релаксации напряжений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Михайлов К. В. Проволочная арматура для предварительно напряженного железобетона. — М.: Стройиздат, 1964. — 199 с.
2. Гришечкин А. И. Опыт применения 19-проволочных канатов в преднапряженных конструкциях // Бетон и железобетон. — 1991. — № 7. — С. 4—5.
3. Мамедов Т. И., Михайлов К. В. Высоковолочная арматура для предварительно напряженных конструкций // Обзор. инф. — М.: ВНИИТПИ, 1991. — 65 с.

УДК 624.012.45:551.571

А. Ф. МИЛОВАНОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

Расчет влажности бетона в железобетонных конструкциях

Железобетонные конструкции во время эксплуатации подвергаются периодическому климатическому увлажнению или высыханию. Увлажнение бетона происходит, как правило, в более холодное время суток и года, а высыхание бетона — в более теплое.

Среднемесячная относительная влажность является наиболее стабильной характеристикой влажности наружного воздуха. Она достигает 80...90 % в холодное время года и снижается до 16...20 % в жаркое время года. Однако суточные колебания влажности наружного воздуха отличаются от среднемесячных. Нестабильность влажности наружного воздуха в течение суток и сезона при нестационарных условиях влагопередачи и переменной температуры из-за большего непредсказуемого разброса начальных данных не позволяет достаточно надежно вычислить распределение влажности бетона даже с помощью теории влаго- и теплопереноса. Правильный учет изменения влажности бетона позволяет более надежно рассчитывать железобетонные конструкции по образованию и раскрытию трещин по деформациям.

Под влиянием периодических суточных и сезонных изменений влажности наружного воздуха влажностное поле бетона непрерывно изменяется во времени. При этом распределение влажности бетона по сечению носит нелинейный характер. В расчетах влажностное поле бетона конструкций рассматривают для наиболее неблагоприятных условий эксплуатации.

В предлагаемой методике нестационарное влажностное поле приводят к эквивалентному стационарному. Принимая в пределах сечения распределение влажности по линейному закону, расчетом учитывают изменение во времени средней влажности бетона ΔW и перепада влажности V_w по сечению эле-

мента. За расчетную зимнюю W_I и летнюю W_{VII} относительную влажность наружного воздуха принимали среднюю месячную относительную влажность воздуха в 13 ч наиболее холодного (январь) и наиболее жаркого (июль) месяца по прил. 3. СНиП 2.01.01—82.

Нормативные значения ΔW_w , ΔW_c , V_{ww} , V_{wc} в теплое и холодное время года определяли при увлажнении бетона, когда увеличивается его влажность с начальных значений W_{ow} и W_{oc} до конечной влажности, при высыхании бетона, когда уменьшается влажность с критического значения W_{cr} до влажности высушенного бетона. Влажность бетона выше критической при высыхании не учитывали.

Расчетные значения средней влажности бетона и перепада влажности по сечению элемента принимали равными нормативным значениям. Начальная равномерно распределенная по сечению влажность бетона в статически определенных конструкциях непосредственно после изготовления независимо от времени года $W_{ow} = W_{oc}$ равна для бетонов класса В20 — 0,04; до В30 — 0,05 и В30 — 0,06 г/г.

Начальную равномерно распределенную по сечению влажность бетона, соответствующую замыкающей статически неопределимой конструкции или ее части в замкнутую систему в теплое W_{ow} и холодное W_{oc} время года, определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} W_{ow} &= (0,0025h_{red} + \\ &+ 1,5W)_{VII} \cdot 10^{-4}; \\ W_{oc} &= (0,0025h_{red} + \\ &+ 1,5)W_I \cdot 10^{-4}. \end{aligned} \right\} (1)$$

Для конструкций, находящихся на наружном воздухе, равновесная влажность в теплое W_w и холодное W_c время года бетона грани сечения, соприкасающейся с наружным воздухом, находят по формулам:

$$\left. \begin{aligned} W_w &= (W_{ow} - 0,5W_{VII}) \cdot 10^{-4}; \\ W_c &= W_{oc} + 1,5W_I \cdot 10^{-4}. \end{aligned} \right\} (2)$$

где $0,5W_{VII} \cdot 10^{-4}$ — амплитуда суточных колебаний относительной влажности бетона в сухое и теплое время года; $1,5W_I \cdot 10^{-4}$ — то же во влажное и холодное время года.

Для конструкций, находящихся в закрытом помещении, равновесная влажность бетона W_{iw} и W_{ic} в теплое и холодное время года грани сечения, соприкасающейся с внутренним воздухом, определяют по формулам (1), в которых вместо W_I и W_{VII} принимали влажность внутреннего воздуха помещения в теплое и холодное время года W_{iw} и W_{ic} .

Относительная критическая влажность бетона

$$W_{cr} \left(180 + \frac{300}{h_{red}} \right) \cdot 10^{-4}, \quad (3)$$

где h_{red} — приведенная высота сечения, характеризующая массивность конструкции, равная площади сечения, деленной на 1/2 его периметра, соприкасающегося с воздухом.

Изменение во времени средней влажности бетона и ее перепада по высоте сечения устанавливали для двух расчетных стадий работы конструкции*. В первом случае для конструкций открытых сооружений и неотапливаемых зданий — при увлажнении бетона (рис. 1)

$$\Delta W_c = 0,5(W_c - W_{ow})\omega_w, \quad (4)$$

а при высыхании бетона (см. рис. 1)

$$\Delta W_w = 0,5(W_{cr} - W_w)\omega_w. \quad (5)$$

Для ограждающих конструкций зданий с искусственным климатом или постоянным источником тепла при увлажнении бетона (рис. 2):

$$\Delta W_c = 0,25(W_c - 2W_{ow} + W_{ic})\omega_w; \left. \begin{aligned} V_{wc} &= W_c - W_{ic}, \end{aligned} \right\} (6)$$

а при высыхании бетона (см. рис. 2)

$$\Delta W_w = 0,25(2W_{or} - W_w - W_{cw})\omega_w; \left. \begin{aligned} V_{ww} &= W_{iw} - W_n. \end{aligned} \right\} (7)$$

Во втором случае для попеременного увлажнения и высыхания конструкций открытых сооружений и неотапливаемых зданий при увлажнении бетона (см. рис. 1)

$$\Delta W = W_c - W_w, \quad (8)$$

а при высыхании бетона (см. рис. 1)

$$\Delta W = W_{cr} - W_w. \quad (9)$$

Для попеременного увлажнения и высыхания ограждающих конструкций зданий с искусственным климатом или

* Рекомендации по расчету бетонных и железобетонных конструкций на изменение климатической температуры и влажности. — М.: НИИЖБ, 1991. — 80 с.

Рис. 1. Изменение влажности бетона при одинаковом двухстороннем увлажнении (а) и высыхании (б)

Рис. 2. Изменение влажности бетона при разном двухстороннем увлажнении (а) и высыхании (б)

Рис. 3. Изменение влажности при одностороннем воздействии воды в теплое (а) и холодное (б) время года

постоянным источником тепла при увлажнении бетона (см. рис. 2):

$$\left. \begin{aligned} \Delta W &= 0,5(W_c - W_n); \\ V &= W_c - W_w, \end{aligned} \right\} (10)$$

а при высыхании бетона (см. рис. 2):

$$\left. \begin{aligned} \Delta W &= 0,5(W_{cr} - W_w); \\ V &= W_{cr} - W_w. \end{aligned} \right\} (11)$$

При одинаковом увлажнении и высыхании бетона с двух противоположных сторон перепад влажности принимали равным нулю. Если начальная влажность бетона W_{oc} меньше критической влажности бетона W_{cr} , то в формулах (5), (7), (9), (11) заменяли на W_{oc} .

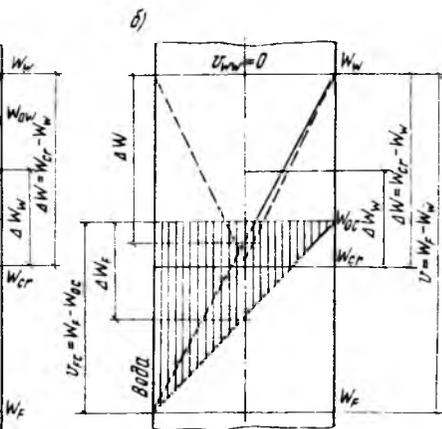
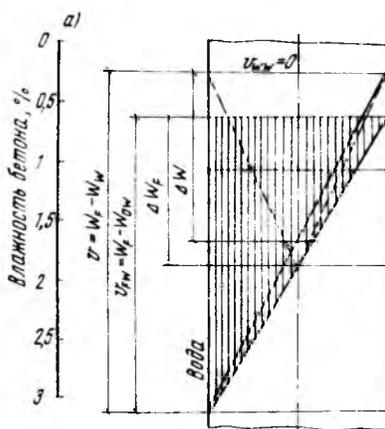
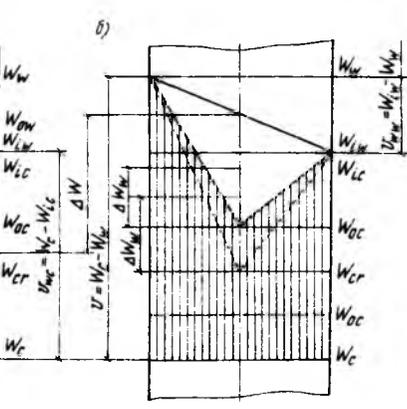
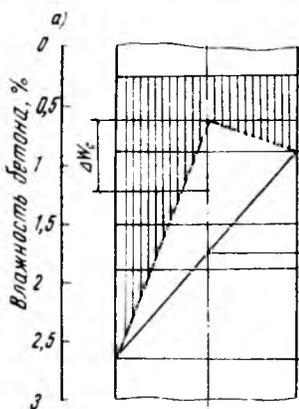
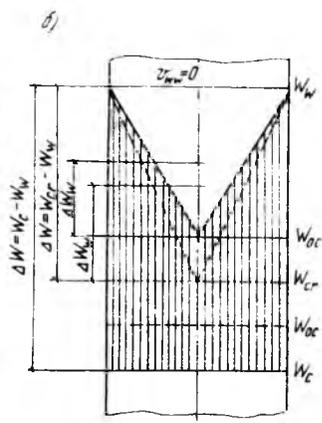
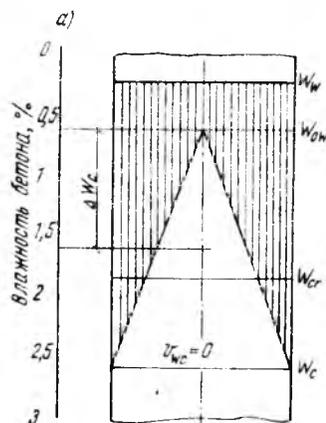
Изменение во времени средней влажности бетона и перепада влажности бетона по высоте сечения непосредственно после изготовления конструкции, когда происходило с двух противоположных сторон одинаковое высыхание бетона, находят по зависимостям (9) и (5) и при разном высыхании бетона по формулам (7), (11).

Характеристику неравномерного и криволинейного распределения влажности бетона по высоте сечения элемента ω_w при расчете по первой расчетной стадии работы на увлажнение и высыхание бетона принимали в зависимости от приведенной высоты сечения элемента:

$h_{ред}$	ω_w
≥ 40	2,00/2,00
25	1,90/2,00
15	1,85/2,00
6	1,65/2,00
4	1,30/1,90
≤ 2	1,00/1,85

Перед чертой — высыхание; после черты — увлажнение.

Увлажнение бетона во времени происходит значительно быстрее, чем при высыхании, поэтому и коэффициент ω_w при увлажнении больше, чем при высыхании. При одностороннем воздействии воды изменение во времени средней



влажности бетона и перепада влажности бетона по высоте сечения определяли также для двух расчетных стадий работы конструкции.

Для первого случая при увлажнении бетона (рис. 3) в теплое время года:

$$\left. \begin{aligned} \Delta W_w &= 0,5(W_f - W_{ow}); \\ V_{fw} &= W_f - W_{ow}, \end{aligned} \right\} (12)$$

а в холодное время года:

$$\left. \begin{aligned} \Delta W_c &= (W_f - W_{oc})0,5; \\ V_{fc} &= W_f - W_{oc}. \end{aligned} \right\} (13)$$

При высыхании бетона ΔW_w подсчитывали по выражению (5). Для попеременного увлажнения бетона водой:

$$\left. \begin{aligned} \Delta W &= 0,5(W_f - W_w); \\ V &= W_f - W_w, \end{aligned} \right\} (14)$$

При высыхании бетона ΔW_w находили по зависимости (9). Влажность тяжелого бетона, соприкасающегося с холодной водой ($t \leq 25^\circ\text{C}$), $W_f = 0,06$, с горячей водой ($t \geq 50^\circ\text{C}$) $W_f = 0,07$.

УДК 624.873.044

Н. В. БАРТЕНЕВ, инж. (МИСИ)

Выбор конечного элемента для аппроксимации плит при оценке деформативности дисков покрытий в своей плоскости

Многочисленные исследования деформативности дисков покрытий одноэтажных производственных зданий в своей плоскости доказывают возможность оценки диска покрытия как элемента конечной жесткости. За последние 10...15 лет разработаны модели расчета дисков покрытий на горизонтальную нагрузку, основанные, главным образом, на применении метода конечных элементов и составленных на его базе программ для ЭВМ. Отличительные особенности каждой модели обусловлены выбором конечных элементов для аппроксимации составляющих диска покрытия, в первую очередь — плит и узлов сопряжения конструкций.

Особенность деформирования диска покрытия, состоящего из ребристых П-образных плит, заключается в том, что горизонтальные поперечные и сдвигающие усилия передаются с каркаса на диск через опорные узлы в уровне низа продольных ребер плит. При этом возникает необходимость учета влияния кручения и изгиба продольных ребер плит при выборе конечного элемента. В связи с этим использование для аппроксимации плиты покрытия пластины постоянной толщины или замена плиты шарнирностержневой системой недостаточно обоснованы.

Для расчета плоских конструкций применяются конечный элемент «балка-стенка», работающий только в своей плоскости XOY и имеющий в каждом узле две степени свободы (линейные смещения в направлении осей X и Y), элемент мембранного типа, воспринимающий нагрузку только в плоскости, нормальной к плоскости XOY , и имеющий в каждом узле три степени свободы (линейное смеще-

ние вдоль оси Z и углы поворота вокруг осей X и Y , а также плоский конечный элемент оболочки, как бы объединяющий два предыдущих конечных элемента, т. е. имеющий в каждом узле пять степеней свободы.

Основная идея предлагаемого метода состоит в том, чтобы на базе первого или третьего элементов, каждый из которых в обычном виде нельзя использовать для моделирования плиты в виду существенного искажения реального напряженно-деформированного состояния рассчитываемого диска покрытия, сформировать конечный элемент (суперэлемент), жесткость которого наиболее полно отражала бы свойства ребристой плиты. Суперэлемент должен фигурировать в расчетной схеме диска в виде плоского прямоугольного четырехузлового конечного элемента (иначе значительно усложнится расчет диска покрытия). В качестве жесткости суперэлемента вместо обычно задаваемых для плоских элементов толщины, модуля упругости и коэффициента Пуассона вводят матрицу жесткости реальной плиты.

Рассмотрим построение матрицы жесткости для суперэлемента на базе «балки-стенки». Такие суперэлементы целесообразны для моделирования плит при расчете дисков покрытия только на горизонтальные нагрузки. Считая плоский суперэлемент однородным (в этом состоит известное допущение данного метода), воспользуемся представлением его матрицы жесткости в виде матрицы [1].

Плиту покрытия, состоящую из полки, продольных и поперечных ребер, разбивают на конечные элементы (рис. 1). Полку плиты моделирует конечный элемент «балка-стенка», а продольные и

торцевые ребра представлены пространственными конечными элементами, имеющими в каждом узле три степени свободы (линейные перемещения вдоль осей X , Y , Z). Промежуточные поперечные ребра учитывают увеличением толщины соответствующих участков полки, что обуславливает наличие разных типов жесткости для одного и того же конечного элемента.

Роль внешней нагрузки выполняют единичные смещения в направлении осей X и Y , приложенные в соответствии с реальной работой плиты в системе диска в одной из четырех крайних нижних точек продольных ребер (см. рис. 1). Возможность задания в качестве внешней нагрузки единичных перемещений обеспечивается введением в смещающий узел по направлению указанных осей так называемых 0-элементов [2]. Во всех остальных угловых точках на плиту действуют связи в направлениях X и Y .

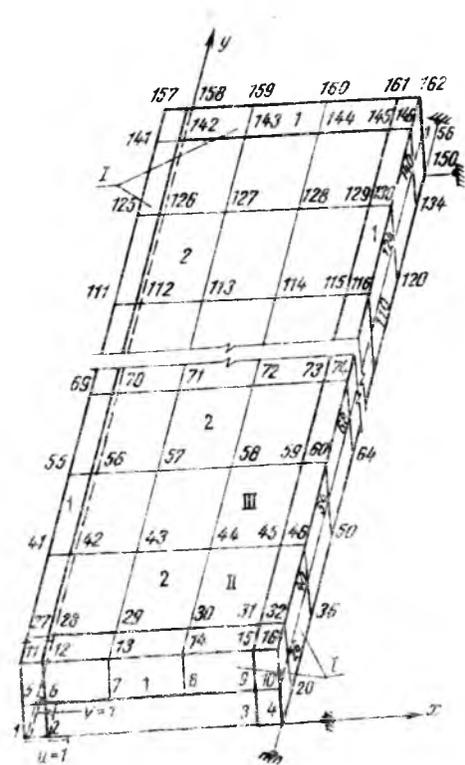


Рис. 1. Расчетная схема плиты покрытия: 1 — пространственный прямоугольный конечный элемент; 2 — конечный элемент «балка-стенка»; 3 — тип жесткости для элемента 1; II — то же для элемента 2; III — то же с учетом поперечных ребер

Полученные в результате расчета плиты на ЭВМ с использованием программы [2] реакции в наложенных связях в направлении осей X и Y являются коэффициентами матрицы жесткости плиты. Данная матрица имеет размер 8×8 (четыре узла по две степени свободы в каждом узле)

$$R = \begin{vmatrix} R_{11} & R_{12} & R_{13} & R_{14} \\ R_{21} & R_{22} & R_{23} & R_{24} \\ R_{31} & R_{32} & R_{33} & R_{34} \\ R_{41} & R_{42} & R_{43} & R_{44} \end{vmatrix}$$

где $R_{ij} = \begin{vmatrix} r_{u,u} & r_{u,v} \\ r_{v,u} & r_{v,v} \end{vmatrix}$ (1)

$r_{u,u}$ — реакция в i -м узле в направлении оси X от единичного смещения j -го узла в том же направлении; $r_{u,v}$ — реакция в i -м узле вдоль оси X от единичного смещения j -го узла в направлении оси Y и т. д.

Вследствие симметрии матрицы жесткости для получения ее коэффициентов вполне достаточно приложить единичные смещения в одном из узлов. Симметрию матрицы учитывают и при аппроксимации плиты покрытия в расчетной схеме диска. В исходную информацию для расчета диска покрытия заносят лишь числовые значения элементов, расположенных справа от главной диагонали матрицы [2]. Так, если задавать единичные смещения в узле 1 (см. рис. 1), то матрица жесткости

$$\begin{vmatrix} r_{u,u} & r_{u,v} & r_{u,w} & r_{u,\varphi} & r_{u,\psi} & r_{u,\omega} & r_{u,\chi} & r_{u,\eta} \\ r_{v,u} & r_{v,v} & r_{v,w} & r_{v,\varphi} & r_{v,\psi} & r_{v,\omega} & r_{v,\chi} & r_{v,\eta} \\ r_{w,u} & r_{w,v} & r_{w,w} & r_{w,\varphi} & r_{w,\psi} & r_{w,\omega} & r_{w,\chi} & r_{w,\eta} \\ r_{\varphi,u} & r_{\varphi,v} & r_{\varphi,w} & r_{\varphi,\varphi} & r_{\varphi,\psi} & r_{\varphi,\omega} & r_{\varphi,\chi} & r_{\varphi,\eta} \\ r_{\psi,u} & r_{\psi,v} & r_{\psi,w} & r_{\psi,\varphi} & r_{\psi,\psi} & r_{\psi,\omega} & r_{\psi,\chi} & r_{\psi,\eta} \\ r_{\omega,u} & r_{\omega,v} & r_{\omega,w} & r_{\omega,\varphi} & r_{\omega,\psi} & r_{\omega,\omega} & r_{\omega,\chi} & r_{\omega,\eta} \\ r_{\chi,u} & r_{\chi,v} & r_{\chi,w} & r_{\chi,\varphi} & r_{\chi,\psi} & r_{\chi,\omega} & r_{\chi,\chi} & r_{\chi,\eta} \\ r_{\eta,u} & r_{\eta,v} & r_{\eta,w} & r_{\eta,\varphi} & r_{\eta,\psi} & r_{\eta,\omega} & r_{\eta,\chi} & r_{\eta,\eta} \end{vmatrix} \quad (2)$$

где $r_{u,u}$ — числовые значения реакций в i -м узле по направлению оси X от единичного смещения в первом узле по направлению оси X и т. д., причем индексы 2...4 относятся к узлам 4, 147 и 150 (см. рис. 1).

Таким образом, в расчетах дисков покрытия на горизонтальную нагрузку для аппроксимации жесткостных свойств П-образных плит рекомендуется использовать матрицу жесткости (2).

Исследования, проведенные в МИСИ, подтвердили целесообразность предлагаемого способа моделирования плит покрытия [3].

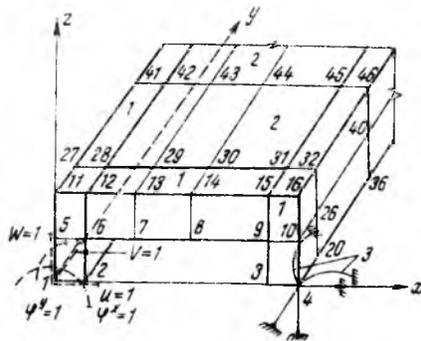


Рис. 2. Расчетная схема плиты с учетом действия вертикальной нагрузки 1 — пространственный конечный элемент; 2 — плоский конечный элемент оболочки; 3 — угловой 0-элемент

В ходе экспериментов оценивали достоверность методики составления матриц жесткости для отдельного суперэлемента и расчета диска покрытия, состоящего из плит, моделируемых суперэлементами с жесткостными параметрами в виде коэффициентов матрицы жесткости. При этом удалось выявить наиболее удобный способ расчета плит, имеющих трещины от действия вертикальной нагрузки. Он основан на методике [4] и связан с введением в расчетную схему плиты, аналогичной показанной на рис. 1, но с уменьшенной шириной полки.

Расчет диска покрытия производства на одновременное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок можно осуществить, если плиту покрытия в разбивочной схеме диска аппроксимировать суперэлементом с соответствующей ему матрицей жесткости, построенной на базе плоского конечного элемента оболочки.

Полка плиты моделируется плоским конечным элементом оболочки (рис. 2), для которого характерно наличие пяти степеней свободы в каждом узле. Матрица жесткости, построенная на базе плоского конечного элемента оболочки, имеет, следовательно, порядок 20×20 . В одной из нижних угловых точек продольного ребра (узел 1 на рис. 2) плите сообщаются единичные перемещения в направлении всех трех координатных осей с помощью линейных 0-элементов, и единичные углы поворота вокруг осей X и Y с помощью угловых 0-элементов. Последние необходимо ввести и в остальные три узла ребер для

получения в них реактивных углов поворота. Использовать для нахождения угловых реакций наложение связей нельзя, так как каждый узел пространственного конечного элемента имеет только три линейные степени свободы. Все поперечные ребра (а не только торцевые) в расчетной схеме плиты задаются пространственным конечным элементом.

В результате расчета плиты на единичные смещения с использованием ЭВМ получим матрицу жесткости (1). При этом каждый блок

$$R_{ij} = \begin{vmatrix} r_{u,u} & r_{u,v} & r_{u,w} & r_{u,\varphi} & r_{u,\psi} & r_{u,\omega} \\ r_{v,u} & r_{v,v} & r_{v,w} & r_{v,\varphi} & r_{v,\psi} & r_{v,\omega} \\ r_{w,u} & r_{w,v} & r_{w,w} & r_{w,\varphi} & r_{w,\psi} & r_{w,\omega} \\ r_{\varphi,u} & r_{\varphi,v} & r_{\varphi,w} & r_{\varphi,\varphi} & r_{\varphi,\psi} & r_{\varphi,\omega} \\ r_{\psi,u} & r_{\psi,v} & r_{\psi,w} & r_{\psi,\varphi} & r_{\psi,\psi} & r_{\psi,\omega} \\ r_{\omega,u} & r_{\omega,v} & r_{\omega,w} & r_{\omega,\varphi} & r_{\omega,\psi} & r_{\omega,\omega} \end{vmatrix} \quad (3)$$

где $r_{u,\varphi}$ — реакция в направлении оси Z в i -м узле от единичного угла поворота вокруг оси X , приложенного в j -м узле; $r_{\varphi,u}$ — реактивный угол поворота вокруг оси Y в i -м узле от единичного смещения j -го узла в направлении оси Z и т. д.

В МИСИ составлены матрицы жесткости ребристых плит размерами в плане 3×6 м и 3×12 м, неразрезных плит размером 3×12 м с промежуточной опорой через 6 м, плиты на пролет КЖС и П-образного профиля, в том числе ПСП размером 3×18 м.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Методы расчета стержневых систем, пластин и оболочек с использованием ЭВМ / А. В. Александров, Б. Я. Лашенников, Н. Н. Шаповалков, А. Ф. Смирнов. — М.: Стройиздат, 1976. — 286 с.
2. Пакет прикладных программ для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций надземных и подземных сооружений в промышленном и гражданском строительстве. — Киев, НИИАСС, 1983. — 290 с.
3. Фролов А. К., Бартевев Н. В. Экспериментальные исследования работы диска покрытия на моделях. — М., 1986. — С. 79—90. — Деп. во ВНИИИС Госстроя СССР 03.03.86, № 6498.
4. Складнев Н. Н. Исследование ребристых железобетонных панелей П-образного профиля как неоднородных пространственных систем // Пространственная работа железобетонных конструкций. — Вып. 42. — М.: МИСИ, 1969. — С. 48—62.

В. Ф. СТЕПАНОВА, канд. техн. наук, З. У. Беппаев, Т. Л. ЗИМИНА, инженеры (НИИЖБ)

Обеспечение сохранности арматуры в бетонах с пониженным содержанием клинкерного фонда

Разработки, направленные на экономию цемента, в настоящее время приобретают особую актуальность. Кардинально решить данную проблему можно лишь при реализации новых нетрадиционных решений, к которым можно отнести внедрение вяжущего низкой водопотребности (ВНВ) для изготовления железобетонных конструкций.

Ранее проведенные исследования [1, 2] показали, что применение ВНВ позволяет снизить в тяжелом бетоне классов В15...В35 расход цемента на 130...290 кг/м³ бетона или на 56—68 %, а также получить высокопрочные бетоны классов В60 при расходе ВНВ около 300 кг/м³. Однако для оптимизации состава бетона и определения рациональных областей применения ВНВ с высоким содержанием минеральных добавок (более 50 %) необходимо провести детальные коррозионные испытания. Введение в бетон смешанных цементов с тонкодисперсными компонентами может снижать рН жидкой фазы бетона, а следовательно, вызывать коррозию арматуры. При твердении таких вяжущих содержание Са(ОН)₂ в жидкой фазе будет зависеть от соотношения скорости гидролиза минералов и связывания извести активными компонентами добавки.

Очевидно, на кинетику этого процесса будут влиять такие факторы, как количество вводимой добавки, ее гидравлическая активность и дисперсность, свойства исходных цементов и условия твердения бе-

тона. При этом первоначальная пассивность стали в бетоне не гарантирует длительной эксплуатации конструкций. Продолжительность защитного действия бетона по отношению к стали определяется параметрами его проницаемости, структурными характеристиками бетона, а в бетонах на смешанных вяжущих — степенью гидратации вяжущего.

Ускоренные и длительные коррозионные испытания проводили с использованием ВНВ, приготовленного на портландцементе Старооскольского завода марки 400, и кварцевом песке с пластифицирующей добавкой С-3 в количестве 2 % массы вяжущего. Эксперименты проводили на образцах из тяжелого бетона с использованием ВНВ трех модификаций на кварцевом песке (табл. 1) как после тепло-влажностной обработки (ТВО) по режиму 3+6+3 ч при 65...70°C, так и после твердения в нормальных условиях. Заполнителями служили гранитный щебень фракции 5...20 мм и песок с $M_k=1,7$.

Коррозионное состояние стали в бетонах на ВНВ оценивали по результатам электрохимических испытаний, а также по параметрам проницаемости. Составы бетонов приведены в табл. 2.

За критерий пассивного состояния стали в бетонах на ВНВ принимали плотность тока (не выше 10 мкА/см²), соответствующую потенциалу +300 мВ по каломельному электроду (см. рисунок).

Таблица 1

Вяжущее	Состав вяжущего, % по массе		В/Ц	Удельная поверхность, см ² /г	Н. Г цементного теста, %	Прочность стандартного раствора, МПа, в возрасте 28 сут
	клинкер	добавка				
ВНВ 100	100	—	0,21	6244	15,51	87,8/10,2
ВНВ-50	50	50	0,24	4898	18,75	77,7/8,1
ВНВ-30	30	70	0,26	6035	18,75	48,2/5,4

Примечание. Перед чертой — на сжатие, после черты — на изгиб.

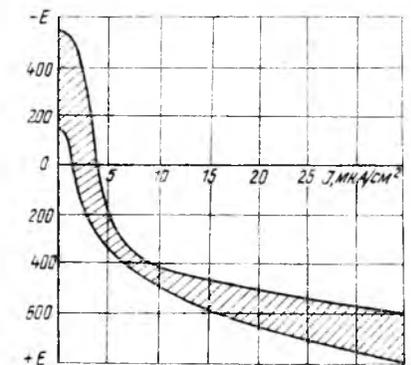
Электрохимические испытания показали, что бетоны на всех исследуемых композициях вяжущего обладают пассивирующим действием по отношению к арматуре. Об этом же свидетельствует и щелочность жидкой фазы бетонов (табл. 3), характеризующаяся значением рН выше 11,8.

Аппроксимированно все композиции ВНВ независимо от содержания в вяжущем доли неклинкерного компонента характеризуются сопоставимыми значениями рН, достаточными для сохранности пассивности стали. Очевидно, взаимодействие между SiO₂ и Са(ОН)₂ происходит не только в химическом, но и в физико-химическом аспектах в зависимости от природы добавки. При химическом взаимодействии образуется определенное химическое соединение типа СаОSiO₂ag, гидролизующееся с образованием слабощелочной среды. Природа физико-химического взаимодействия заключается, по-видимому, в структурообразующей роли частиц минерального компонента ВНВ. При твердении ВНВ частицы кварца не связывают Са(ОН)₂ и не снижают рН жидкой фазы бетона, играя пассивную роль ускорителей процессов кристал-

Таблица 2

Вяжущее	Расход материалов, кг/м ³			
	вяжущее	песок	щебень	вода
ВНВ-100	350	840	1075	140
	330	820	1075	142
ВНВ-50	400	800	1065	117
	400	800	1065	117
ВНВ-30	350	830	1095	132
	350	830	1095	132

Примечание. Над чертой — после ТВО, под чертой — после твердения в нормальных условиях.



Область анодных поляризационных кривых стали в бетонах на ВНВ в исходном состоянии после 3 и 6 мес испытаний. Заштрихованная область — пассивность стали в бетоне на ВНВ различных модификаций.

Таблица 3

Вяжущее	рН жидкой фазы бетона			Абсолютное содержание клинкера, кг/м ³
	в исходном состоянии	после 3 мес испытаний	после 6 мес испытаний	
ВНВ-100	12,25	12,38	12,30	350
	12,25	12,33	12,33	350
ВНВ-50	12,44	12,22	12,19	200
	12,44	12,20	12,25	200
ВНВ-30	12,21	12,08	12,04	105
	12,22	12,22	12,20	105

Примечание. Над чертой — после ТВО, под чертой — после твердения в нормальных условиях.

Таблица 4

Вяжущее	Марка по водонепроницаемости	Водопоглощение по массе, %	Коэффициент фильтрации воды К _ф · 10 ⁻⁹ , см/с	Эффективный коэффициент диффузии СО ₂ , см ² /с · 10 ⁻⁴
ВНВ-100	8	4,30	0,31	0,99
	8	4,30	0,31	0,60
ВНВ-50	6	2,95	1,12	1,50
	6	2,95	1,12	1,30
ВНВ-30	4	4,76	3,06	2,20
	4	4,76	3,06	1,90

Примечание. Над чертой — после ТВО, под чертой — после твердения в нормальных условиях.

лизации. Стимулятором такого взаимодействия являются также высокие дисперсность ВНВ и поверхностная энергия частиц вяжущего. Матрица такого мини-конгломерата, очевидно, гидролизует с образованием высокощелочной среды, так как химический состав компонентов такой связанной системы изменяется очень незначительно. Таким образом, бетоны на ВНВ всех исследуемых композиций обладают начальным пассивирующим действием по отношению к арматуре, длительность которого оценивали по параметрам проницаемости, а также по результатам физико-химического анализа бетонов. Критериями длительной сохранности арматуры являются эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в бетоне, коэффициент фильтрации, водонепроницаемость и водопоглощение (табл. 4).

Бетоны на ВНВ-50 и ВНВ-100 по параметрам проницаемости можно отнести к бетонам повышенной плотности, а на ВНВ-30 — нормальной плотности при расходе вяжущего на менее 350 кг/м³. Высокие плотность и прочность цементного камня на основе ВНВ объясняются максимальным сближением частиц твердой фазы и увеличением адгезионной прочности новообразований. Этому способствует также дополнительное диспергирование суперпластификатором флокул цемента в цементно-водной суспензии, тогда как без добавки час-

тики цемента в воде агрегированы.

Известно, что основными показателями проницаемости бетона как функции его структуры являются

Таблица 5

Вяжущее	Микропористость, %						
	интегральная (диапазон пор от 2—3 до 1000 мкм)	дифференциальная по размерам пор, мкм, менее					
		50	100	150	250	500	1000
ВНВ-100	2,4	33	21	25	15	4	—
ВНВ-50	2,7	32	24	21	16	6	1
ВНВ-30	4,0	25	23	19	18	13	2

пористость цементного камня и состояние контактной зоны между растворной частью и крупным заполнителем. Интегральную и дифференциальную микропористость (поры размером от 2...3 до 1000 мкм) бетонов на ВНВ-50 и ВНВ-30 определяли под микроскопом с помощью окулярной сетки. Дифференциальная пористость приведена в процентах от общего числа пор по размерам в табл. 5.

Состояние контактов растворной части бетона с крупным заполнителем оценивали количественно, вычисляя долю неплотного и плотного прилеганий. Средний процент неплотного прилегания растворной части к крупному заполнителю от суммарного периметра всех зерен образца для ВНВ-50 составил 6, а для ВНВ-30 — 23 %.

Увеличение процента минерального компонента в ВНВ приводит к ухудшению структуры растворной

части, увеличению макропористости и повышению дефектности контактов с крупным заполнителем.

Бетоны на ВНВ отличаются большим содержанием тонкодисперсных частиц (цемент + минеральный компонент) и меньшим В/Ц. Соотношение объема воды к абсолютному объему вяжущего в бетонах на ВНВ-50 намного ниже, чем на ВНВ-30, в результате чего зерна вяжущего оказываются окруженными в тесте меньшими по толщине водными оболочками. Это предопределяет наличие более крупных пор в бетонах на ВНВ-30. Очевидно, ухудшение параметров проницаемости, а также структурных характеристик бетонов на ВНВ-30 с расходом вяжущего до 350 кг/м³ вызвано снижением реакционной емкости бетона в результате уменьшения количества клинкерной составляющей.

Степень гидратации ВНВ-30 и ВНВ-50, определенная расчетно-метрическим и петрографическим методами, по сравнению с обычным портландцементом выше независимо от условий твердения. Сразу после ТВО или 28 сут твердения она составляет 83...85 %, достигая к 6 мес хранения при знакопеременных температурах 90 %.

В исследуемые сроки рН жидкой фазы бетона находилась в пределах, необходимых и достаточных для обеспечения пассивности стали.

Полученные результаты позволили рекомендовать исследуемые ВНВ для изготовления сборных железобетонных изделий. Однако области их применения ограничены и требуют уточнения, так как долговечность железобетонных конструкций даже в неагрессивных условиях эксплуатации будет зависеть от длительности сохранения бетоном эксплуатационных свойств, в частности от способности к самозалечиванию дефектов, возникающих в структуре бетона в процессе эксплуатации, и от длительности сохранения его защитных свойств по отношению к арматуре.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бетоны на вяжущих низкой водопотребности / В. Г. Батраков, Н. Ф. Башлыков, Ш. Т. Бабаев и др. // Бетон и железобетон. — 1988. — № 11. — С. 4—6.
2. Долгополов Н. Н., Суханов М. А., Федлер Л. А. Бетоны и растворы на высокоактивном вяжущем с низкой водопотребностью // Цемент. — 1990. — № 11. — С. 14—15.

УДК 624.012.45(083.7)

Гузеев Е. А., Алексеев С. Н., Савидкий Н. В. **Учет агрессивных воздействий в нормах проектирования конструкций // Бетон и железобетон.**— 1992. № 10.— С. 8—10.

Отмечается, что в условиях коррозионно-активных сред свойства бетона в пределах сечения непостоянны. Эти изменения можно определить и учесть при проектировании назначением конструктивно-технологических параметров элементов в зависимости от вида коррозионной среды и срока ее воздействия на бетон. Решение таких задач возможно на трех уровнях проектирования: исследовательском, инженерном и рецептурном.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.32:620.1+624.012.3/4:04

Чайка В. П. **Конструкционные механические характеристики бетона // Бетон и железобетон.**— 1992.— № 10.— С. 10—12.

Рассмотрена проблема создания единых норм проектирования железобетонных конструкций различного назначения и совершенствования отечественных нормативных документов с учетом норм ЕКБ—ФИП. Показана определенная роль концепции совершенствования нормативной базы проектирования, производственного и эксплуатационного контроля прочности конструкций на основе исследования и использования конструктивных механических характеристик бетона в решении этой проблемы.— Ил. 2.— Библиогр.: 7 назв.

УДК 624.02.86

Соколов Б. С. **Новый подход к расчету бетонных элементов при местном действии нагрузки // Бетон и железобетон.**— 1992.— № 10.— С. 22—24.

Изложен подход к расчету, основанный на новой модели разрушения бетона при сжатии. Впервые получены расчетные выражения для определения двух видов разрушения — в сжато-растянутой области и в области сжатия. Предложенный метод с большей степенью точности, чем существующие рекомендации отечественных и зарубежных норм, описывает опытные данные.— Ил. 4.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.87:691.714

Короткий А. С., Садырбаев К., Петровский В. М. **Механические и реологические свойства арматурных канатов класса К-19 промышленного производства // Бетон и железобетон.**— 1992.— № 10.— С. 24—25.

Проведены исследования арматурных канатов класса К-19. На основе результатов экспериментальных исследований разработан проект новых технических условий.— Ил. 2, табл. 2.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.012.45:551.571

Милованов А. Ф. **Расчет влажности бетона и железобетонных конструкций / Бетон и железобетон.**— 1992.— № 10.— С. 26—27.

Предложена приближенная методика расчета влажности бетона в железобетонных конструкциях от воздействия влажности наружного воздуха и одностороннего увлажнения водой.— Ил. 3.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.073.044.

Бартенев Н. В. **Выбор конечного элемента для аппроксимации плит при оценке деформативности дисков покрытий в своей плоскости // Бетон и железобетон.**— 1992.— № 10.— С. 28—29.

Предложена методика моделирования П-образных плит покрытия в расчетной схеме диска при расчете на горизонтальную нагрузку методом конечных элементов. Плиты моделируют в виде конечного элемента, жесткость которого (коэффициенты матрицы жесткости) должны наиболее полно отражать конструктивные особенности оригинала. Данная методика, подтвержденная экспериментально, позволяет достоверно оценивать напряженно-деформированное состояние дисков покрытий в своей плоскости.— Ил. 2.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.87:693.554:620.191.1

Степанова В. Ф., Белпаев З. У., Зимина Т. Л. **Обеспечение сохранности арматуры в бетонах с пониженным содержанием хлоридного фонда // Бетон и железобетон.**— 1992.— № 10.— С. 30—31.

Представлены результаты коррозионных испытаний стали в бетонах на ВНВ различных модификаций. Рассмотрено влияние фазового состава ВНВ на коррозионное состояние стали в бетоне. Исследованы параметры проницаемости, а также структурные характеристики исследуемых бетонов.— Ил. 1, табл. 5.— Библиогр.: 2 назв.

Уважаемые авторы и читатели!

Журнал «Бетон и железобетон» предлагает свои страницы для публикации рекламы и объявлений, а также тематических подборок статей проектных и научно-исследовательских институтов, вузов, строительных объединений и концернов, коммерческих организаций и совместных предприятий. Подборка может состоять из 5...10 статей, каждая объемом до 7 машинописных страниц (напечатанных через 2 интервала) и 2...3 реклам.

Организация оплачивает редакции журнала стоимость услуг по подготовке материалов к печати, а также компенсирует расходы на бумагу, типографию и Роспечать. Расчеты с редакцией производятся после

выхода журнала с подборкой по выставлению счета. Оплату следует осуществлять на Стройиздат, структурным подразделением которого является редакция «Б и ЖБ». Реквизиты Стройиздата: 101442, Москва, Каляевская ул., 23 а, расчетный счет 362106 в Свердловском отд. Мосбизнесбанка г. Москвы, МФО 201241.

Стоимость публикации одной статьи договорная — от 3 тыс. р., стоимость рекламы — 16...20 р. за 1 см² площади страницы.

По всем вопросам просим обращаться в редакцию журнала: тел. 292-41-34, 292-62-05.

Редакционная коллегия: В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Бисевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Майлян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых (главный редактор), В. М. Силян, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор Ю. Л. Циханкова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 04.08.92. Подписано в печать 05.10.92. Формат 60×90^{1/2}. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 5,60. Тираж 9187. Заказ 941. Цена для индивидуальных подписчиков 1 р., цена для предприятий и организаций 4 р.

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, Долгоруковская ул. (бывш. Каляевская ул.), 23а

Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Министерства печати и информации Российской Федерации 142300, г. Чехов, Московской обл.

Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика»

142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

СБОРНО-МОНОЛИТНОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ

ДЛЯ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

С НАТЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ

В ПОСТРОЕЧНЫХ УСЛОВИЯХ

НИИЖБ разработал вариант сборно-монолитного перекрытия для каркасных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях (серия 1.120.1—1с) с сеткой колонн до $7,2 \times 7,2$ м. Перекрытия различного назначения изготавливаются с применением легких и ячеистых бетонов. При таком решении сокращается расход цемента (до 100 кг/м^3) и стали, снижаются трудоемкость и стоимость конструкций при возможности использования местных строительных материалов, отходов и др.

НИИЖБ РАЗРАБОТАЛ:

**«ТЕХНИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ДЛЯ ЗДАНИЙ РАЗЛИЧНОГО НАЗНАЧЕНИЯ»,
«РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПЕРЕКРЫТИЙ»,
«РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ИЗГОТОВЛЕНИЮ ПРОСТЕЙШИХ АНКЕРОВ ДЛЯ
КАНАТНОЙ И СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ»,
«КАРТЫ ТРУДОВЫХ ПРОЦЕССОВ».**

НИИЖБ оказывает содействие в размещении и приобретении оборудования и приборов. На основе хозяйственных отношений оказывает научно-техническую помощь при проектировании, изготовлении, испытании, монтаже с передачей технической документации, а также осуществляет поставку оборудования, приборов, оснастки и обучение персонала.

ОБРАЩАТЬСЯ: 109428, МОСКВА, 2-я ИНСТИТУТСКАЯ ул., 6.
НИИЖБ, ЛАБ. № 19; ТЕЛ: 174-88-91, 174-84-27, 171-43-59.

НОВЫЕ РТМ ЗАМЕНЯТ СН 393—78

НИИЖБ готовит к изданию **«РУКОВОДЯЩИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ ПО СВАРКЕ АРМАТУРЫ И ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ» (РТМ)** взамен Инструкции СН 393—78.

Это широкопрофильный документ по технологии заводской и монтажной сварки арматурных изделий, куда вошли все 49 типов сварных соединений по ГОСТ 14098, выполненных из арматуры классов А-I...А-VI, Ат-IVС, Ат-V, Ас-II и Ас-III, а также плоских элементов проката из стали различных марок.

В РТМ включаются: характеристики сталей; сведения о сварочных материалах; технологические условия сварки сеток и каркасов, контактной стыковой сварки, сварки закладных деталей и др.; все виды ваннных и дуговых процессов сварки арматуры и узлов примыкания в монтажных условиях; сведения по оборудованию, включая его проверку; материалы по контролю качества сварных соединений — разрушающему и ультразвуковому методам.

ЖЕЛАЮЩИЕ ПРИОБРЕСТИ РТМ ДОЛЖНЫ НАПРАВИТЬ В ИНСТИТУТ ГАРАНТИЙНОЕ ПИСЬМО-ЗАЯВКУ ПО ПРИЛАГАЕМОЙ ФОРМЕ С СООБЩЕНИЕМ О ПЕРЕЧИСЛЕННОМ АВАНСЕ В РАЗМЕРЕ 25 % УКАЗАННОЙ ВЫШЕ СТОИМОСТИ, Т. Е. 150 р. ЗА 1 экз.

Заместителю директора НИИЖБ
г. Мамедову Т. И.
109428, Москва, 2-я Институтская, 6
НИИЖБ, Сварка

ЗАЯВКА

на приобретение «Руководящих технологических материалов по сварке арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций» (РТМ)

РЕКВИЗИТЫ ЗАКАЗЧИКА

Индекс, область (край), город _____

Улица, дом _____

Наименование организации _____

Отдел-координатор по заявке _____

Ответственный исполнитель (ФИО, телефон) _____

Расчетный счет _____

Количество заказываемых экз. РТМ _____

Аванс _____ р. перечислен на расчетный счет № 585804 в Волгоградском филиале (Московский индустриальный банк), МФО 201014, почтовый индекс банка 109377.

Копия платежного поручения № _____ от _____ прилагается.

Директор
Главный бухгалтер
МП

Объем РТМ 12...14 печатных листов. РТМ планируется издать во II квартале 1993 г.
Стоимость 1 экз. РТМ с учетом затрат на разработку и издание составит ориентировочно 600 р. Окончательная стоимость будет определяться в зависимости от тиража.

Для индивидуальных подписчиков цена 1 р. [индекс 70050]
Для предприятий и организаций цена 4 р. [индекс 71125]

ISSN 0005—9889 Бетон и железобетон.— 1992.— № 10.— 1—32.