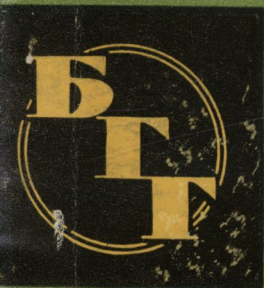


В. В. СТОЛЬНИКОВ
Р. Е. ЛИТВИНОВА



ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ БЕТОНА



Библиотека
Гидротехника и
Гидроэнергетика

Выпуск 28

В. В. СТОЛЬНИКОВ, Р. Е. ЛИТВИНОВА

ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ БЕТОНА



«ЭНЕРГИЯ»

МОСКВА 1972

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ:

Беляков А. А., Божко-Степаненко Г. М., Боровой А. А.,
Гришин М. М., Куперман В. Л., Непорожний П. С. (председатель),
Орахелашвили М. М., Петров Г. Д., Разин Н. В.,
Розанов Н. С., Румянцев А. М., Сапир И. Л., Слисский С. М.,
Тистрова О. Н.

В брошюре на основании большого экспериментального материала авторов и различных литературных сведений описаны основные технологические факторы трещиностойкости и новые способы контроля основных свойств бетона, определяющих высокую трещиностойкость.

Брошюра предназначена для инженеров-технологов, занятых вопросами подбора и контроля бетона в массивных гидротехнических сооружениях.

3-2-11

70-71

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
Глава первая. Состояние вопроса	6
Глава вторая. Критерий трещиностойкости бетона	21
Глава третья. Основные свойства бетона, определяющие его трещиностойкость, и методы их определения	31
Глава четвертая. Влияние различных техно- логических факторов на основные свой- ства бетона, определяющие его трещи- ностойкость	77
Литература	110

ВЛАДИМИР ВЛАДИМИРОВИЧ СТОЛЬНИКОВ
И РАИСА ЕРЕМЕЕВНА ЛИТВИНОВА

Трещиностойкость бетонаРедактор *В. П. Шкарин*Редактор издательства *Т. П. Готман*Технический редактор *В. В. Зеркаленкова*Корректор *Г. Г. Желтова*

Сдано в набор 20/VII 1971 г. Подписано к печати 31/III 1972 г. Т-06124
Формат 84×108^{1/32} Бумага типографская № 2 Усл. печ. л. 5,88
Уч.-изд. л. 6,44 Тираж 3000 экз. Зак. 380 Цена 37 коп.

Издательство «Энергия». Москва, М-114, Шлюзовая наб., 10.

Московская типография № 10 Главполиграфпрома Комитета по печати
при Совете Министров СССР. Шлюзовая наб., 10.

ВВЕДЕНИЕ

Бетон гидротехнических сооружений, возводимых из отдельных массивных блоков, требует принятия ряда мер для обеспечения монолитности. Экзотермическая реакция гидратации цемента ввиду медленного рассеивания тепла в окружающее пространство приводит к неравномерному разогреванию бетона, что создает термические напряжения, накладывающиеся на напряжения от внешних нагрузок и увеличивающие опасность трещинообразования в массивном бетоне. Создание трещиностойкого бетона связано, с одной стороны, с правильным определением основных причин, вызывающих напряжения, и оценкой их величин, а с другой — с выяснением и регулированием тех свойств бетона, которые играют основную роль в его трещиностойкости.

В брошюре обобщены основные работы по исследованиям деформативных и других упруго-пластичных свойств бетона применительно к технологическим особенностям приготовления трещиностойкого бетона и составляющим его материалам, обеспечивающим получение бетона с повышенной сопротивляемостью трещинообразованию.

Рассмотрены теоретические и практические исследования по бетону, которые прямо или косвенно могут быть использованы в трактовке трещиностойкости бетона и определяющих ее факторов. К таким исследованиям относятся работы по микротрещинообразованию в цементном камне и бетоне, а также прямые измерения усадки бетона, модуля упругости, прочности на сжатие и растяжение и деформативности бетона. Привлечение этих данных при анализе проблемы трещиностойкости вызвано тем, что трещиностойкость — комплексное свойство бетона, и в литературе это свойство различные авторы связывают с различными факторами. Большая часть исследований посвящена усадке и связи ее с трещинообразованием в цементном камне и растворе.

Однако трещиностойкость бетона, рассматриваемая только в этом аспекте, не может быть проанализирована достаточно глубоко. Как показали исследования, основное значение в этом отношении имеет деформативная способность бетона, связанная с механизмом образования трещин, в частности трещин на границе крупный заполнитель — раствор.

Сложность проблемы трещиностойкости бетона обусловлена гетерогенностью бетона (под гетерогенностью имеется в виду наличие в его составе разнородных по величине и происхождению компонентов), изменением его свойств во времени, а также большим влиянием свойств материалов, примененных для его приготовления. Важным является также правильный выбор критерия трещиностойкости, который комплексно мог бы охарактеризовать сопротивляемость бетона трещинообразующим факторам.

В брошюре приведены результаты измерений усадки бетона, прочности на сжатие и растяжение, статического и динамического модулей упругости, растяжимости бетона как материала и однородности бетона в сооружении применительно к проблеме повышения его трещиностойкости. Учитывая, что не все из перечисленных параметров можно измерить по стандартной методике испытания, отдельные результаты исследований не всегда сравнимы, тем не менее обобщение имеющегося материала позволяет высказать соображения о наиболее вероятных характеристиках бетона, которые необходимо учитывать при проектировании гидротехнических сооружений для обеспечения их трещиностойкости.

Есть все основания полагать, что для гидротехнического бетона ведущим и определяющим трещиностойкость признаком является предельная растяжимость (деформативность) бетона, в связи с чем методике испытания бетона на растяжение уделяется наибольшее внимание. В книге изложены два способа косвенного определения предельной растяжимости (деформативности) бетона, разработанные в лаборатории бетона ВНИИГ, причем на большом экспериментальном материале показана их применимость к оценке деформативности гидротехнического бетона в лабораторных и производственных условиях. Использование этих способов в производственном контроле бетона позволило оценить деформативность бетона некоторых отечествен-

ных крупных плотин и получить представление о трещиностойкости бетона в сооружении.

Изучение деформативности бетона в зависимости от различных факторов при сравнимых условиях изготовления бетона и одинаковых методах испытания дало большой материал, характеризующий это важное и недостаточно изученное свойство бетона. Фактические данные могут быть использованы при проектировании и подборе гидротехнического бетона.

ГЛАВА ПЕРВАЯ

СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА

Проблема трещиностойкости бетонных гидротехнических сооружений приобрела в настоящее время значительную актуальность. Это связано с перемещением гидротехнического строительства в северо-восточные районы страны, характеризующиеся большими и резкими перепадами температур.

Трещиностойкость бетона. Образование трещин в бетоне должно рассматриваться в непосредственной связи с теми факторами, которые вызывают нарушение монолитности и появление видимых трещин в бетонной кладке. В зависимости от конструктивных особенностей и условий эксплуатации сооружений эти факторы различны, а их действие проявляется с различной интенсивностью. Например, основной причиной образования трещин в бетоне в условиях интенсивной влагоотдачи может быть усадка, а в зоне, подвергающейся попеременному замораживанию и оттаиванию, — расширение замерзающей воды и некоторые другие процессы; в поздние сроки твердения бетона (определяемые иногда годами) трещинообразование в бетоне может возникнуть в результате либо взаимодействия реакционноспособных минералов заполнителей со щелочами цемента, либо повышенного содержания окиси магния и поздней его гидратации; для больших плотин одной из основных причин трещинообразования является термонапряженное состояние сооружения в результате гидратационного подъема температуры внутри блоков; причиной возникновения трещин в элементах сооружений могут явиться также различного рода деформации сооружения в целом, в процессе осадок оснований, под действием эксплуатационных нагрузок, от сейсмического воздействия и т. п.

Во всех случаях наряду с прочностными характеристиками одним из важнейших свойств, определяющих

трещиностойкость бетона, является его способность деформироваться без существенных (видимых) нарушений монолитности под действием различных факторов.

Величина предельной деформации бетона (растяжимость) определяется на образцах в лабораторных условиях и является важной характеристикой при проектировании состава бетона и расчетов термонапряженного состояния плотин. Трещиностойкость бетона в сооружении определяется его физико-химическими свойствами и может быть объяснена с учетом современных представлений о механизме развития микро- и макротрещин (дефектов) в бетоне, зависящих от глубины трещин c , потенциальной энергии тела U , поверхностного натяжения данного материала σ , модуля Юнга E и среднего растягивающего напряжения на большом расстоянии от трещины F , а также от физико-химической природы среды и растворенных в ней веществ. В работах по теории прочности твердых тел в соответствии с классическими представлениями Гриффита о развитии трещин и отечественными работами [Л. 4, 6, 43] предполагается, что наличие трещин определенной глубины вызывает изменение потенциальной энергии, которое может быть выражено следующей зависимостью:

$$U = \frac{F^2 c^3}{2E} + 2\sigma c.$$

Равновесное положение трещин зависит от сил сцепления на концах трещины. Осредненные величины сил сцепления значительно больше сопротивления материала растяжению R и по имеющимся данным достигают приблизительно $30 R$ [Л.26].

В работах акад. П. А. Ребиндера и его сотрудников [Л.28] развитие макротрещин также связывается с поверхностным натяжением; при этом особое значение придается природе жидкости, заполняющей макротрещины, так как силы сцепления могут быть значительно ослаблены в результате адсорбции в них молекул жидкой среды и растворенных в ней веществ (эффект Ребиндера). В результате двухмерной миграции молекул жидкой фазы, значительно опережающей обычное гидродинамическое перемещение жидкости в устья микрощелей, возникает раздвигающее давление, являющееся (по П. А. Ребиндеру) основной причиной снижения прочности. Развитие внутренней поверхности в зоне

предразрушений деформируемого тела выражается в том, что удельная свободная поверхностная энергия на развивающихся поверхностях клиновидных микрощелей постепенно возрастает от нуля до наибольшего нормального значения с увеличением толщины микрощели до полного ее раскрытия. Согласно Б. В. Дерягину [Л.16] расклинивающее действие становится заметным при ширине микротрещины 0,2 мкм и далее резко возрастает.

Гидрофильные твердые породы значительно сильнее подвержены понижению прочности в полярных жидкостях (например, в воде), чем в неполярных жидкостях. Ряд исследователей объясняет наблюдающееся снижение прочности влажного бетона по сравнению с сухим расклинивающим действием воды [Л. 3, 22, 23]. Основную роль в данном случае играет не расклинивающее давление сольватных слоев по Б. В. Дерягину, а раздвигающее давление по П. А. Ребиндеру, появляющееся в результате двумерной миграции молекул понижения прочности, забегающих в устья микротрещин. Физико-химический механизм этих явлений и доля участия их в понижении прочности материала совершенно различны [Л. 28, 32]. В некоторых случаях изменение прочности бетона под влиянием водонасыщения зависит от вида заполнителей и их способности снижать свою прочность при увлажнении.

Теория Гриффица используется для описания процессов деформации и разрушения бетона [Л.56], однако некоторые исследователи считают, что эта теория может объяснять только отдельные свойства бетона, связанные с его прочностью и деформацией [Л. 54]. При этом некоторые ее положения могут только качественно объяснить явления, происходящие в бетоне при деформировании, так как бетон является неоднородным материалом.

По теории Гриффица единственным фактором, определяющим разрыв материала, является напряжение при разрыве, зависящее от его упругих свойств, однако исходя из этих позиций, нельзя полностью объяснить зависимость прочности при статических нагрузках от времени нахождения материала под нагрузкой и других явлений. Это видно из следующего. Предполагается, что в идеально хрупком материале, где не может быть пластических деформаций, если к тому же материал

идеально гомогенный, раз возникшая трещина распространяется по всему сечению. В этом случае упругая и поверхностная энергия прямо пропорциональна размеру трещины. При клиновидной форме трещины большую роль в достижении ее равновесного положения играют силы сцепления на концах трещины. Глубина трещины находится в равновесии с величиной растягивающих напряжений и ее дальнейшее раскрытие вызывается увеличением напряжения сверх равновесного; при этом для однородного материала поверхностное натяжение материала принимается постоянным. При глубине, меньшей критической, т. е. меньшей глубины трещины, при которой уравниваются потенциальная и поверхностная энергия, трещина стабильна. При увеличении глубины трещины до размера больше критического возникают нестабильные условия ее существования и для развития трещины в этом состоянии требуются меньшие напряжения, чем для создания трещины в начале.

Если трещина очень мала, то напряжения в начале области нестабильности, требующиеся для ее раскрытия, более высоки и, несмотря на то, что они при увеличении трещины уменьшаются, трещина может быстро возрасти. У трещины большего размера, с другой стороны, критические напряжения малы, и есть основания полагать, что их увеличение будет ограниченным, так как в конечном итоге абсолютная величина напряжения будет ниже той, которая необходима для дальнейшего развития трещины в результате истощения энергии. Таким образом, размер трещины при рассмотрении этого вопроса в отрыве от других факторов не является однозначным критерием разрушения; проблема монолитности должна рассматриваться комплексно в зависимости от многих факторов, обуславливающих механизм медленного развития трещин при деформации бетона [Л. 54]. Тот факт, что, несмотря на увеличение деформации до величин, находящихся в области нестабильности, не наступает полного разрушения бетона, можно объяснить тем, что поверхностное натяжение для такого гетерогенного материала, как бетон, изменяется в процессе развития микротрещинообразования в связи с изменением удельной поверхности, а также дополнительной гидратацией цемента. В результате этого изменяется величина усилия, необходимого для раскрытия трещин на разных уровнях деформации. С другой стороны, включение заполнителей

В цементный камень, затрудняющее развитие трещин, позволяет микротрещинам выклиниваться на заполнитель и тем самым сохранять монолитность бетона. Это дает основание считать, что в определенных пределах наличие микротрещинообразования полезно, так как оно, как и пластичность, является вспомогательным механизмом релаксации напряжений материала. Хотя в малом образце это может приводить к его разрыву, при больших размерах образца (сооружения) оно дает возможность бетону приспособляться к действующим усилиям и сопротивляться более высоким напряжениям. Большое значение гетерогенности бетона как фактора, помогающего бетону выдерживать повышенные растягивающие напряжения, отмечено в ряде работ. Так, прямыми опытами доказана положительная роль заполнителя в повышении трещиностойкости бетонных конструкций [Л. 22]. Другие авторы [Л. 14] также объясняют наблюдавшуюся в опытах повышенную растяжимость растворов по сравнению с растяжимостью цементного камня указанным механизмом деформации.

При рассмотрении структуры бетона существенной является аналогия цементирующего действия вяжущих веществ с действием клея при склеивании отдельных элементов, причем большое значение имеет соотношение когезионных и адгезионных свойств вяжущего материала (в случае бетона — цементного клея).

В работах, посвященных склеиванию при помощи цементного клея [Л. 31а, 18], отмечается, что различные виды и марки цементов обладают различными клеящими свойствами. Установлено, что изменение прочности растворов при введении заполнителей зависит от соотношения величин адгезии и когезии цементного раствора и цементного камня. Если когезия заполнителя больше когезии и адгезии вяжущего, то поверхность разрушения при нагрузке образца будет огибать зерна заполнителя и в этом смысле введение заполнителей может рассматриваться как положительное явление. Однако так как это связано с появлением поверхности контакта, прочность которого зависит от адгезии вяжущего к поверхности заполнителя, вывод, как указывается в упомянутых работах, может быть различным, а именно: 1) если адгезия вяжущего больше или равна его когезии, как это часто бывает на практике, то прочность при введении заполнителей увеличивается; 2) если адгезия

вяжущего меньше его когезии, то прочность затвердевшего материала от введения заполнителей уменьшается, если только это не компенсируется увеличением прочности от огибания заполнителей; последнее будет зависеть от минералогического состава, формы, гранулометрического состава и текстуры поверхности заполнителей.

Различные цементы обладают различными клеящими свойствами, причем одним из средств повышения адгезионных свойств цемента является введение активных гидравлических добавок. Высокой связующей способностью отличаются некоторые шлакопортландцементы на особо активных шлаках. (Этим объясняется лучшее соотношение прочности на растяжение и прочности на сжатие бетонов на шлакопортландцементах по сравнению с бетонами на портландцементах.)

Как показали исследования [Л. 31а], клеящая способность цементного клея возрастает по мере повышения концентрации цементных частиц до определенного предела, после чего она довольно быстро уменьшается. Клеящая способность в известной степени возрастает также с увеличением дисперсности цементного порошка.

Практически структура бетона характеризуется тремя видами пористости и тремя различными по величине силами взаимодействия отдельных элементов бетона, а именно: 1) пористостью цементного камня и прочностью кристаллической решетки гидратированного цементного клинкера и гелевой составляющей; 2) пористостью раствора и силами сцепления на границе цементный камень — песок и 3) пористостью бетона и силами сцепления на границе растворная составляющая — крупный заполнитель.

Для изучения трещиностойкости и деформативности бетона были проведены многочисленные исследования под микроскопом характера разрушений бетона в зависимости от вида и крупности заполнителя и его минералогического состава [Л. 20, 50, 51, 62]. Было установлено, что при определенной критической величине нагрузки начинается значительное микротрещинообразование. Шероховатые заполнители, а также химически родственные с цементным камнем (например, карбонатные породы) дают увеличение прочности сцепления с раствором примерно на 15—30% по сравнению с гладкими или химически мало активными заполнителями. При одинаковом водоцементном отношении связь заполнителя с цемент-

ным камнем оказалась больше, чем с раствором. Как будет показано ниже, поставленные опыты по выявлению влияния различных факторов на прочность бетона при растяжении также показали, что наиболее сильным регулятором растяжимости бетона являются вид заполнителя, крупность и его количество [Л. 38]. В значительной степени вид заполнителя влияет также и на ползучесть бетона.

Введение искусственного песка из карбонатных доломитизированных пород дает заметное увеличение растяжимости. Это соответствует установленному факту, что при менее прочных заполнителях при одном и том же водоцементном отношении и одном и том же цементе прочность бетона может быть выше, чем при применении более прочных заполнителей, в зависимости от условий сцепления поверхности заполнителей с цементным камнем.

Так, Б. В. Залесским были получены следующие результаты (табл. 1).

Таблица 1

Порода заполнителя	Прочность исходной породы, кгс/см ²	В/Ц	Марка цемента	Прочность на сжатие бетона в 28-суточном возрасте, кгс/см ²
Песчаник	2 700	0,49	500	430 (410—450)
Габбро	1 470	0,49	500	505 (470—540)
Доломит	470	0,49	500	470 (410—530)
Песчаник	2 700	0,72	400	165 —
Известняк	400	0,72	400	190 (120—260)
Доломит	470	0,72	400	205 (170—240)

Причиной того, что при использовании менее прочных пород был получен бетон столь же и даже более прочный, чем при использовании высокопрочных заполнителей, является отсос известняковым заполнителем воды из цементной пасты, что создало благоприятные условия образования уплотненной структуры цементного камня у поверхности заполнителей и общее повышение качества контакта. Кроме описанного механизма действия карбонатных пород на прочность контакта, следует отметить наличие химического взаимодействия карбонатов кальция и магния с алюмосодержащими минералами портландцемента [Л. 9]. Исследование при помощи рентгено-

структурного анализа взаимодействия химически чистых углекислого кальция CaCO_3 , углекислого магния MgCO_3 и синтезированных из чистых окислов клинкерных минералов трехкальциевого алюмината C_3A и четырехкальциевого алюмоферрита C_4AF показали, что получающиеся новообразования существенно отличаются от продуктов гидратации чистых клинкерных минералов. Сокращается или почти исчезает содержание основной кристаллической фазы, возникающей при гидратации чистых C_3A и C_4AF . В то же время обнаруживается новая кристаллическая фаза в виде гексагональных пластинчатых и игольчатых кристаллогидратов, локализованных на поверхности зерен карбонатов. Исследования [Л. 9] позволили авторам полагать, что продуктом взаимодействия C_3A и C_4AF с CaCO_3 является комплексное соединение $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 11\text{H}_2\text{O}$, обнаруженное ранее в других работах при карбонизации гидратирующихся алюминатов кальция углекислотой воздуха.

Тот факт, что это взаимодействие иногда не подтверждается, свидетельствует о том, что прочность и химический состав карбонатных пород значительно колеблются даже в пределах одного месторождения, что создает значительные трудности для использования этих карьеров заполнителей.

Усадка бетона. Одним из свойств бетона, которое ранее связывали с его трещиностойкостью, является усадка бетона. Для массивного гидротехнического бетона при условии правильного распределения усадочных швов усадочное трещинообразование обычно не представляет самостоятельной опасности, так как усадочные трещины распространяются в глубь сооружения на расстояние 0,5—1 см и меньше, но вследствие действия мороза и других негативных факторов усадочные трещины могут оказаться очагами более значительных разрушений.

В ранних работах [Л. 5] основной причиной усадки считали капиллярные силы, возникающие в цементном камне при его высыхании. Более поздние работы показали, что одни только капиллярные явления не могут вызвать столь значительные деформации и в основном ответственны только за обратимую часть усадочных деформаций. В то же время явления, вызванные процессами в тонких капиллярах вследствие увлажнения и высыхания, оказывались необратимыми и, очевидно, были обусловлены другими факторами.

В других работах [Л. 59] усадка объясняется влиянием поверхностных сил взаимодействия между частицами цементного геля (сцепление, определяемое Ван-дер-Ваальсовыми силами) и капиллярными силами в порах геля; при этом учитывается, что часть воды в пограничном адсорбционном слое может быть не «жидкой», а «псевдотвердой». Уменьшение усадки растворов и бетонов по сравнению с усадкой цементного камня при этом объясняется тем, что в цементный камень вводится компонент — заполнитель со значительно меньшей, чем у цементного камня сжимаемостью. В результате этого усадка обычного бетона составляет около 10% усадки входящего в его состав цементного камня.

Согласно представлениям других авторов [Л. 48] главная определяющая роль в механизме усадки отводится гелевой составляющей цементного камня, которая рассматривается как наполнитель кристаллической части твердеющего цементного камня, имеющей фиксированную структуру и препятствующей гелевой усадке. В результате этого в процессе твердения и при высыхании кристаллический сросток будет испытывать всестороннее сжатие, а гель — всестороннее растяжение. Суммарный эффект от этих двух воздействий зависит от состава клинкера цемента, определяющего количество геля, и скорости образования кристаллического сростка.

Значительная роль геля в деформативных свойствах цементного камня была экспериментально подтверждена в некоторых отечественных работах [Л. 1, 48]. Один из важных выводов этих исследований заключается в следующем: бетон в начале сушки, иногда даже при значительных потерях влаги, не проявляет усадки, которая начинается только после потери определенного, характерного для данного раствора или бетона, количества испарившейся воды. Это количество потерянной воды, которая названа «эффективной влажностью», возрастает с увеличением расхода цемента. В результате этих исследований был выведен так называемый «коэффициент линейной усадки» β , который не зависит от состава бетона. Для обычного бетона может быть принято $\beta = 3 \cdot 10^{-2}$ (мм/мм):(г/г). Физический смысл коэффициента линейной усадки заключается в том, что после удаления воды в количестве, равном величине критической влажности, усадка в определенном диапазоне влажности изменяется линейно, подобно тому как деформация бетона при нагревании опре-

деляется коэффициентом линейного расширения, который без больших погрешностей принимают равным $1 \cdot 10^{-5}$. Наряду с измерением укорочения образцов при высыхании измеряется количество испарившейся воды [Л. 58, 63]; прямая связь между усадкой и количеством испарившейся воды не подтверждается в ряде случаев и зависимость усадки от испарения носит экспоненциальный характер. Это объясняется тем, что интенсивность испарения воды и усадка зависят от размеров и распределения пор, из которых удаляется вода [Л. 57]. На основании анализа усадочных деформаций во времени и их связи с изменением влажности, а также распределением пор в бетоне механизм усадки и происходящие при ней процессы представляются в работе следующим образом: десорбция сначала начинается с крупных пор; на этой стадии испарение влаги не сопровождается значительным изменением объема; далее вода удаляется из микропор (геля и кристаллического сростка), что вызывает согласно закону Кельвина обжатие скелета. Когда капиллярная вода полностью удалена, что соответствует приблизительно 40% влажности, жидкое состояние оставшейся воды невозможно, так как она представляет собой пристеночный адсорбционный слой, обладающий структурными свойствами [Л. 45]. Измеренное в оставшейся воде давление при такой влажности составляет 1200 кгс/см^2 . Все это приводит к тому, что не может быть устойчивого мениска, и оставшееся количество воды равномерно распределяется по всей поверхности капилляра, образуя слой высотой в две молекулы, т. е. адсорбционно связанный слой [Л. 59].

При малой влажности усадка происходит также за счет удаления межкристаллической воды, которая вытесняется при кристаллизации в местах стыка кристаллов. Удаление воды сближает кристаллы; при этом кристаллический скелет упрочняется, так как притяжение между кристаллами увеличивается в результате уменьшения расстояния. Изложенные выше теоретические представления о механизме усадки позволили выявить основные направления исследований для практического регулирования состава бетона и условий твердения, определяющих минимальные усадочные деформации.

Широкие экспериментальные исследования проводятся до настоящего времени с целью практического использования найденных закономерностей влияния раз-

личных факторов на свободную усадку [Л. 65, 66], а также на искусственно сдерживаемую усадку [Л. 49], подразумевая под этим усадку железобетонных изделий [Л. 52]. Из-за сложности учета всех факторов, определяющих усадочные деформации, особенно опасные для открытых тонкостенных конструкций в первые сутки (плиты облицовки, дорожные покрытия, облицовки туннелей и др.), ряд авторов предлагает повышать трещиностойкость таких конструкций изоляцией поверхности бетона полимерными или другими покрытиями, предохраняющими бетон от испарения в раннем возрасте [Л. 61].

Полная деформация бетонов при одноосном нагружении [Л. 7] состоит из пяти компонентов:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_y + \varepsilon_{п} + \varepsilon_1 + \varepsilon_2.$$

Графически диаграмму зависимости между напряжением и деформацией представляют в соответствии с рис. 1, где ε_0 — начальный участок развития деформаций;

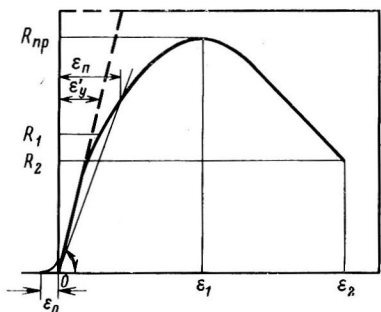


Рис. 1. Зависимость между нагрузкой R и деформациями ε .

где ε_y — упругие деформации; $\varepsilon_{п}$ — деформация ползучести, развивающаяся во времени при нагружениях, значительно меньших предельного, и, таким образом, не приводящая к разрушению бетона; ε_1 — пластические деформации второго рода (образование микротрещин) и ε_2 — развивающиеся лавинно микротрещины при снижающихся предельных значениях напряжений. Следует от-

метить, что практически могут быть получены экспериментально все указанные составляющие полной деформации, однако только при определенных приемах постановки опытов. При этом ε_1 и ε_2 значительно легче обнаружить при сжатии, чем при растяжении, в связи с чем опытов по получению указанных величин пока недостаточно, чтобы окончательно установить величины этих деформаций и влияние на них различных факторов. Несомненно, однако, что у хрупких бетонов эти вели-

ны будут значительно меньшими. В большинстве случаев определяют мгновенную упругую часть деформации и деформации ползучести, которые измеряются на бетонных образцах различного состава, с целью получения возможности управлять этими величинами посредством технологических приемов. Мгновенные деформации бетона, методы их определения и зависимость от других свойств бетона, а также большой материал по их измерению будут представлены ниже.

Ползучесть бетона проявляется [Л. 11, 27, 42, 45, 48] в виде медленно протекающей деформации под действием постоянно приложенного усилия и определяется соотношением между кристаллизационными — жесткими и коагуляционными — подвижными контактами. Ползучесть, как и усадка, обусловлена физико-химическим механизмом, связанным с изменением влажности материала. Ползучесть обычно изменяется разностью между



Рис. 2. Экспериментальные данные по усадке и ползучести.

1 — область результатов испытания образцов на усадку; 2 — область результатов испытания образцов на ползучесть.

величиной деформации нагруженных образцов и величиной деформации от усадки образцов того же состава, твердеющих в аналогичных температурно-влажностных условиях. На рис. 2 приведены результаты параллельных измерений усадки и ползучести [Л. 65]. В этих опытах образцы хранились при постоянной температуре. При определении ползучести к образцу было приложено растягивающее напряжение около 10 кгс/см^2 .

Результаты испытаний других исследователей показывают, что при одном сроке твердения хранящиеся в одних условиях нагруженные и ненагруженные образцы обнаруживают деформацию ползучести, в 2-10 раз большую, чем деформацию от усадки. Деформация ползучести, наблюдаемая у образцов, изолированных пленкой, оказалась примерно в 10 раз меньшей, чем у неизолированных образцов. Наряду с этим при очень тщательной изоляции в высушенных образцах было обнаружено полное отсутствие ползучести [Л. 27]. Известно, что на величину ползучести в значительной мере влияет время

загружения (с момента изготовления образцов). На рис. 3 приведены характерные кривые ползучести бетона, полученные при нагружении образцов примерно одинаковой нагрузкой (хранение воздушное, без изоляции) [Л. 60]. Большое количество опытных данных по влиянию времени нагружения на величину конечной ползучести позволяет сделать вывод, что как при сжатии, так и при растяжении характер деформаций ползучести не меняется, а возраст бетона к моменту нагружения оказывает большое влияние на величину ползучести [Л. 27, 42, 30].

Длительные наблюдения (в течение 10 лет) показали, что деформации ползучести имеют место на протяжении всего периода, хотя и носят затухающий характер [Л. 30].

1 мес.	2 мес.	4 мес.	7 мес.	1 год	2 года	3 года	10 лет
40%	50%	65%	70%	80%	90%	96%	100%

Степень загрузки образца также оказывает влияние на величину ползучести; при этом при нагрузке до

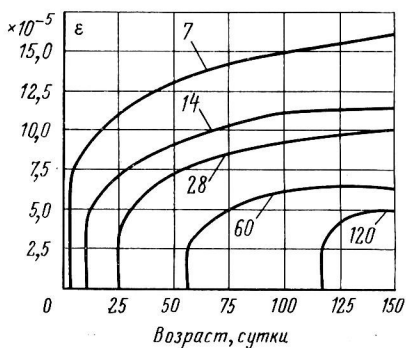


Рис. 3. Характерные кривые ползучести бетона в зависимости от времени загрузки нагрузкой (по опытам Шенке).

определенного предела (обычно до половины разрушающей) имеет место пропорциональная зависимость между нагрузкой и ползучестью; затем при превышении нагрузки сверх определенного предела возникает нелинейный характер развития ползучести. Регулирование ползучести в этот период представляет большие трудности, так как в нелинейной области деформаций происходит разрушение структуры. В связи с этим приложение нагрузки значительной величины может привести к быстрому разрушению образца из-за быстро нарастающих деформаций ползучести, в то время как при малых напряжениях образец долгие годы «течет» без видимых разрушений. Как видно из рис. 4, если задавать напряжение в образцах различными по величине постоянными

нагрузками, то время, за которое образец разрушится, может измениться на порядок и больше [Л. 60].

Ползучесть, так же как и усадка, в значительной мере зависит от вида заполнителей и их модуля упругости. Значительное водопоглощение заполнителей (возможны колебания от 3 до 10%) может влиять на водоцементное отношение, снижение которого уменьшает ползучесть бетона. Ползучесть, кроме того, зависит от сцепления заполнителей с растворной составляющей. Так, большое сцепление обнаружи-

вают известняк и чистый полевой шпат, кварц, мелкозернистый песчаник, кремнистые сланцы, ангидрит имеют значительно более слабое сцепление, чем известняк. В табл. 2 приводятся данные о деформации ползучести бетона с разными заполнителями по опытам Дэвиса и Росса.

Поскольку вопрос выбора заполнителей очень важен, приведенные данные о влиянии породы заполнителя на ползучесть представляют практический интерес.

На ползучесть бетона также оказывают влияние минералогический состав цемента и содержание цемента в бетоне. Белитовые цементы, склонные к образованию большого количества гелевой составляющей, дают большую величину ползучести. Однако влияние одного только минералогического состава цементов может быть экранировано другими многочисленными факторами, влияющими на усадку и ползучесть в большей мере. К таким факторам относится расход цемента и температура. Однако опытов по определению влияния температуры на ползучесть недостаточно, чтобы сделать окончательные выводы. С повышением температуры возможно изменение модуля упругости бетона, которое влияет на деформацию ползучести, связанную с перемещением влаги.

Процесс развития деформаций ползучести может в значительной мере повысить или понизить устойчивость

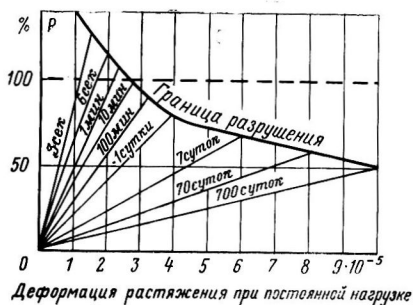


Рис. 4. Влияние длительности приложения напряжения на величины разрушающей нагрузки и деформации.

сооружений, а в некоторых случаях привести к разрушению их. Так, в преднапряженном бетоне ползучесть снижает устойчивость со временем. Для крупных гидротехнических сооружений ползучесть может уменьшить опасность возникновения трещинообразования и обеспечить приспособляемость массивного сооружения к окружающей среде.

Пластические деформации при длительном нагружении вызывают релаксацию растягивающих температурных и усадочных напряжений, возникающих в массивных сооружениях после укладки бетона. В связи с этим были рассмотрены основные практические факторы повышения

Таблица 2

Порода заполнителя	Деформация ползучести $\times 10^6$	
	по Дэвису	по Россу
Известняк	542	550
Кварц	805	790
Гранит	785	850
Гравий	975	960
Базальт	1 060	1 100
Песчаник	1 300	1 300

ползучести (V/C , модуль упругости, расход цемента, температура и другие факторы), которые следует учитывать при подборе состава бетона, к которому предъявляются требования трещиностойкости.

Следует отметить, что до настоящего времени трещиностойкость бетона остается актуальной и малоисследованной

проблемой, в которой, кроме того, не выработано единых критериев и единого метода измерения этой важной величины. В связи с этим большое значение для развития исследований в этой области имеет разработка новых методов исследования, позволяющих производить массовые определения различных свойств бетона, связанных с трещиностойкостью (прочность при растяжении, раскалыванием, усадка, ползучесть, растяжимость и др.). В этом отношении положительную роль в развитии наших знаний об основных свойствах бетона сыграли способ определения прочности при растяжении, раскалыванием образцов, измерение динамического модуля упругости и приложение указанного способа для изучения морозостойкости, коррозионной стойкости, определения прочностных и других характеристик, способ определения прочности на сжатие и растяжение на одной призме и др. Такими же способами являются излагаемые ниже два косвенных способа определения деформации бетона

[Л. 38, 40], которые позволяют на большом количестве образцов определять деформативность бетонов. Упрощенные методы измерения величин, определяющих трещиностойкость, позволяют более обоснованно определять трещиностойкость бетона в сооружениях и тем самым уточнять основные характеристики бетона, закладываемые в расчет термонапряженного состояния гидротехнических сооружений.

ГЛАВА ВТОРАЯ

КРИТЕРИЙ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ БЕТОНА

Вопрос о критерии трещиностойкости бетона достаточно сложен, так как трещиностойкость является комплексным свойством бетона, зависящим от многих факторов. Если обратиться к истории вопроса, то этот критерий изменялся по мере накопления знаний о свойствах бетона и требований, предъявляемых к бетону в зависимости от конструкции сооружения и климатических условий. Первым критерием трещиностойкости была прочность при сжатии.

Однако уже в ранних работах по бетону в 20—30-х годах начали уделять большое внимание прочности бетона при растяжении как величине в большей мере, чем прочность при сжатии, определяющей трещиностойкость бетона. Из-за некоторых трудностей испытания бетона на растяжение данных о прочности бетона при растяжении даже в настоящее время накоплено несравненно меньше, чем о прочности при сжатии. Тем не менее по результатам параллельного испытания большого числа образцов были сделаны попытки найти связь между прочностью при сжатии и прочностью при растяжении. Наиболее распространенной зависимостью является широко используемая формула Фере. Эта формула не учитывает влияния возраста бетона, вида и состава цемента и других факторов, поэтому она позволяет оценить только приближенно величину прочности при растяжении различных бетонов. Дальнейшие работы по изучению упругих свойств бетона [Л. 6, 46] дали уточненные величины прочности при растяжении. При этом большое значение для

определения сравнительной трещиностойкости бетона придают отношению прочности при растяжении к прочности при сжатии $R_p/R_{сж}$, считая более благоприятным с точки зрения трещиностойкости увеличение этого отношения. Так, например, бетон, приготовленный на карбонатных заполнителях [Л. 24], считается более трещиностойким в связи с повышенной величиной $R_p/R_{сж}$, чем

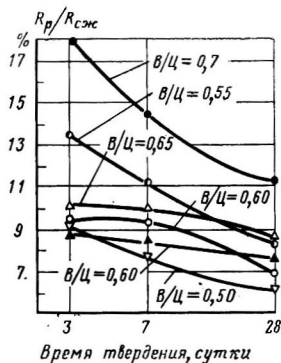


Рис. 5. Изменение отношения прочности бетонов при растяжении к прочности при сжатии $R_p/R_{сж}$ во времени.

изменяется во времени от величины порядка 15—18% в возрасте 3 дней до 6—7% в возрасте 180 дней [Л. 14, 46].

На рис. 5 приведены полученные во ВНИИГ данные испытаний образцов восьмерок на прочность бетонов при сжатии и осевом растяжении. В большом диапазоне водоцементных соотношений наблюдается уменьшение отношения $R_p/R_{сж}$ с возрастом бетона. Испытания растворов (мокрый отсев на сите с размером ячеек 5 мм) показали аналогичные результаты.

В табл. 3 приведены по данным исследования ВНИИГ величины отношения $R_p/R_{сж}$ для растворов и цементов различного минералогического состава.

В бетоне, несмотря на влияние крупного заполнителя, общая закономерность изменения отношения прочностей с возрастом такая же, как у цементного камня и раствора.

бетона на других заполнителях. То же относится к бетонам, приготовленным на шлакопортландцементе, золоцементе и др.

Отношение $R_{сж}/R_p$ рассматривается иногда как критерий хрупкости [Л. 2], причем бетон, имеющий это отношение равным или большим 10, считается хрупким.

Такой подход к вопросу о трещиностойкости не решает проблемы в целом, однако величина отношения $R_p/R_{сж}$ является сравнительной характеристикой бетонов, которую определяют при рассмотрении его сопротивляемости растягивающим напряжениям, вызванным различными причинами. Это отношение, как было

показано в ряде исследований,

На рис. 6 приведены отношения $R_p/\bar{R}_{сж}$, полученные при испытаниях бетонов и растворов [Л. 33]. В опытах использовались раствор на кварцевом песке состава 1:2 и бетон на кварцевом песке и известковом щебне

Таблица 3

№ состава	Минералогический состав цемента, %				$R_p/\bar{R}_{сж}$, %, в возрасте, сутки				
	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	3	7	28	90	180
1	75	8	3	18	7,95	4,85	4,05	4,10	5,45
2	41	33	6	16	8,15	5,88	5,88	4,84	6,00
3	16	60	8	12	7,95	7,16	6,92	7,15	6,21

крупностью до 25 мм состава 1:2:3. Приведенные на рис. 6 результаты испытаний показывают, что до 90-суточного возраста отношение $R_p/\bar{R}_{сж}$ как раствора, так и бетона относительно неустойчиво и постепенно уменьшается, затем практически постоянно (видно лишь очень слабое стремление к повышению в более поздние сроки).

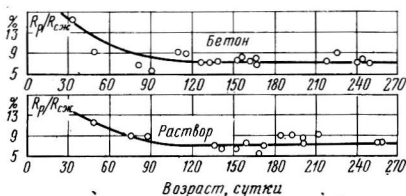


Рис. 6. Изменение отношения прочности бетонов и растворов при растяжении к прочности при сжатии $R_p/\bar{R}_{сж}$ во времени.

При рассмотрении результатов испытаний на прочность при растяжении растворов, полученных мокрым отсевом, и самих бетонов (рис. 7) при одном и том же водоцементном отношении обращает на себя внимание та особенность, что в раннем возрасте прочность при растяжении образцов растворов оказалась несколько выше, чем прочность при растяжении образцов бетона. Это имело место при всех рассмотренных водоцементных отношениях. В более поздние сроки прочности при осевом растяжении образцов раствора и бетона (при одинаковом V/C) сближались, а в некоторых случаях прочность при растяжении бетона превосходила прочность раствора. На рис. 7 видно, что в возрасте 360 суток для всех водоцементных отношений

$$R_{p.p}/R_p < 1.$$

В возрасте бетона более 180 суток влияние крупного заполнителя (которого в цементном растворе нет) и водоцементного отношения на прочность при осевом растяжении в описываемых опытах не была четко заметна.

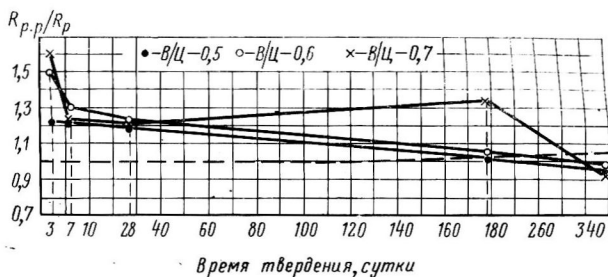


Рис. 7. Изменение отношения прочности при растяжении раствора к прочности при растяжении бетона $R_{p.p}/R_p$ во времени.

Это связано, по-видимому, с тем обстоятельством, что в возрасте 360 суток и более при нормальном влажностном хранении образцов растворная составляющая бетона приобретает при всех рассматриваемых V/C значительную прочность. При этом прочность бетона при

осевом растяжении в основном определяется характером и интенсивностью сцепления растворной составляющей с крупным заполнителем (в случае прочного заполнителя). Это подтверждается, в частности, тем, что разрыв образцов, как правило, происходит по местам контактов цементного раствора с крупным заполнителем и только иногда по зернам слабых заполнителей.

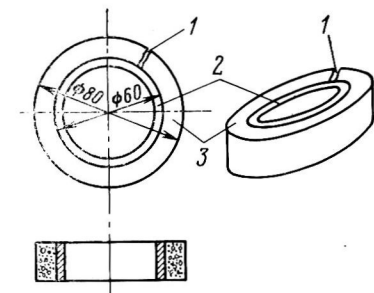


Рис. 8. Схема прибора для определения трещиностойкости растворов в зависимости от усадки.

1 — трещина; 2 — стальное кольцо; 3 — цементный камень или раствор.

В ряде работ трещиностойкость связывают с усадкой, и в качестве критерия усадочной трещиностойкости наряду с деформацией усадки использовался условный критерий, а именно время, при котором на

образце появляется трещина в результате усадки при твердении в стесненных условиях (рис. 8). По этой оценке сравнительно большую трещиностойкость имеет материал, в котором время, прошедшее до момента образования трещины, больше, чем для других испытывавшихся образцов. С помощью этого метода испытания трещиностойкости получены были данные о сравнительной трещиностойкости цементного камня и раствора в зависимости от вида используемого цемента, тонкости его помола, водоцементного отношения, условий хранения и других факторов. Появление трещины связано с тем, что напряжения, вызываемые усадкой, превышают прочность при растяжении раствора, а появление трещины в том или ином месте обусловлено неоднородностью цементного камня или раствора, его прочностью и деформативностью. Эти данные использовались при решении ряда практических вопросов о выборе цемента или раствора.

Деформация, которая соответствует появлению трещины при воздушном хранении в результате усадки, имеет величину порядка $9 \cdot 10^{-5}$. Указанный критерий, однако, не может учесть структурных особенностей бетона и изменения его упруго-пластичных свойств во времени и вследствие этого не является критерием, используемым при расчетах напряженного состояния гидротехнических сооружений.

Согласно ГОСТ 4795-68 линейное укорочение (усадка) бетонов при относительной влажности 60% и температуре 18 °С к 28 суткам не должно превышать 0,3 мм/м по сравнению с первоначально измеренной длиной. Такая усадка, как показал опыт, характеризует бетон как достаточно устойчивый в указанных температурно-влажностных условиях. Бетоны, дающие величины усадки больше указанной, по-видимому, не могут быть рекомендованы для сооружений, работающих в жарком климате, где усадочные деформации приводят к снижению прочности бетона во времени.

Основной причиной трещинообразования гидротехнического массивного бетона плотин являются неравномерное разогревание бетона вследствие экзотермии цемента и последующее остывание его, скорость которого зависит от среднегодовой температуры воздуха в районе строительства, массивности блоков и других факторов.

Способы, позволяющие повышать трещинообразование массивных бетонных сооружений, можно разбить на три группы:

1) конструктивные способы, такие, как рациональная разрезка на блоки (оптимальная высота их, оптимальное расстояние между температурно-усадочными швами), армирование бетонных блоков в местах вероятного появления трещин;

2) технологические способы, определяемые материалами для бетона и его составом: снижение расхода цемента, использование низкотермичного цемента, применение добавок отощателей, снижение водоцементного отношения, использование щебня и гравия правильной формы, использование искусственных песков, повышающих сцепление растворной составляющей с крупным заполнителем, повышение однородности бетона и т. п.;

3) производственно-технические мероприятия: охлаждение составляющих бетона, охлаждение бетонной кладки, сокращение перерывов между бетонированием блоков, тщательная обработка поверхности бетона для создания монолитности и водонепроницаемости бетонной кладки и др.

Для определения трещиностойкости бетона как материала в связи с развивающимися в нем температурными напряжениями некоторые исследователи [Л. 17] предлагают сопоставлять величины предельной растяжимости и деформации удлинения, имеющей место в результате нагрева бетона от экзотермии. При этом рекомендуется следующий критерий трещиностойкости:

$$k_{\text{т}} = \frac{\varepsilon_{\text{пр}} \gamma}{Q \alpha},$$

где $\varepsilon_{\text{пр}}$ — величина предельной растяжимости бетона; c — удельная теплоемкость бетона, $\text{ккал}/(\text{кг} \cdot ^\circ\text{C})$; γ — объемный вес бетона, $\text{кг}/\text{м}^3$; Q — тепловыделение бетона, $\text{ккал}/\text{м}^3$; α — температурный коэффициент линейного расширения бетона.

Критерий $k_{\text{т}}$ является безразмерной величиной, так как он представляет собой наибольшее возможное относительное удлинение бетона, наблюдаемое в результате тепловыделения. Предполагается, что в бетоне в результате неравномерного распределения температуры должны развиваться термические напряжения; при этом возможность появления трещины в бетоне будет тем мень-

ше, чем большей окажется величина k_T . Как указывают авторы, только по величине k_T еще нельзя судить о трещиностойкости конструкции в целом и величина критерия термической трещиностойкости позволяет производить сравнение различных бетонов по их способности противостоять образованию трещин термического происхождения. Несмотря на логичность сопоставления предельной растяжимости бетона с деформацией от термического расширения, k_T является условным критерием, не отражающим некоторые важные факторы, влияющие на трещиностойкость бетона. Во-первых, это влияние ползучести на общую величину предельной деформативности, а, во-вторых, изменение упруго-пластичных характеристик бетона с изменением температуры.

При изучении модуля упругости динамическими методами [Л. 33] были получены интересные результаты о влиянии температуры на резонансную частоту, а следовательно, и на модуль упругости. В другой работе, выполненной в ЛПИ имени М. И. Калинина, было также подтверждено влияние температуры на модуль мгновенных деформаций в связи с исследованием термонапряженного состояния бетонных конструкций, что дало возможность уточнить максимальное растяжение и время достижения его в разных конструкциях в зависимости от температуры бетона.

Расчет максимальных деформаций в бетоне был произведен тремя методами, в одном из которых было сделано уточнение величины растяжения с учетом влияния температуры. В табл. 4 приведены полученные данные, позволяющие учесть температурный фактор и ввести в расчет уточненные величины максимальной растяжимости. При расчете уточненным методом (1-й метод) было показано, что по мере повышения температуры деформативные характеристики увеличиваются.

Значительный интерес представляют экспериментальные данные ВНИИГ о свойствах бетонов разных возрастов, твердеющих в адиабатических условиях твердения. В этих исследованиях бетонные образцы, изготовленные с применением цементов разных видов и при различных расходах вяжущего, во всех случаях показали увеличение деформативности при твердении в адиабатических условиях по сравнению с образцами нормального стандартного хранения (табл. 5). Эти исследования показывают необходимость учета увеличения деформации

в выражении k_T , которое может существенно изменить оценку бетона с точки зрения его термической трещиностойкости. До 28-суточного возраста деформативность бетона, твердеющего в аднабатических условиях, для различных цементов повысилась на 20—40%.

Таблица 4

Конструкция	Температурный режим твердения, °С		1-й метод Расчет с учетом влияния температуры		2-й метод Расчет без учета влияния температуры			3-й метод Расчет без учета влияния температуры		
	$T_{нач}$	$T_{ТВ}$	Время достижения $\epsilon_{макс}$, сутки	$\epsilon_{макс} \cdot 10^4$ (растяжение)	Время достижения $\epsilon_{макс}$, сутки	$\epsilon_{макс} \cdot 10^4$ (растяжение)	% к 1-му методу	Время достижения $\epsilon_{макс}$, сутки	$\epsilon_{макс} \cdot 10^4$ (растяжение)	% к 1-му методу
I	5	20	12	1,55	16	0,9	58,0	11,0	1,2	77,5
	20	20	5,5	1,50	5,5	0,7	46,6	5,5	1,4	92,5
	10	10	9	1,15	5,5	0,7	61,1	8,5	1,15	100
II	15	0	7	1,40	10,0	0,8	57,0	6,5	1,35	96,5
	10	25	6	1,08	6,0	0,96	80,0	6,0	0,8	74,0

Не учитываются в критерии k_T также деформации ползучести. В качестве примера могут служить опыты [Л. 12], в которых при помощи создания напряжений в больших образцах ставилась задача получить видимые разрывы в бетоне в условиях, когда усадка исключена, а причиной образования трещин могли быть температурные напряжения и деформации. Были созданы значительные температурные градиенты по сечению, которым соответствовали напряжения, значительно превосходящие временное сопротивление бетона разрыву. Тем не менее ни в одном из опытов видимых трещин не было обнаружено, равно как заложенный в модель телетензометр не зарегистрировал ожидаемого при образовании трещины резкого сброса упругих деформаций. Это может рассматриваться как доказательство того, что наряду с накоплением значительных термических напряжений одновременно происходит образование в бетоне большого количества микротрещин, препятствующих развитию сквозных трещин по всему сечению. Появление микротрещин приводит к тому, что расчетные теоретические величины деформаций отклоняются от величин упругих деформаций, зафиксированных приборами. От-

сюда следует, что предельная деформация бетона имеет в своем составе значительную часть деформаций, вызванных микротрещинообразованием, которые увеличивают общую деформативность бетона и степень его сопротивляемости температурным напряжениям, что и

Таблица 5

Вид цемента и добавки	Расход цемента, кг/м ³	Увеличение деформации образцов, твердеющих в адиабатических условиях, по сравнению с образцами нормального хранения, % в возрасте, сутки			
		3	7	28	180
Портландцемент чистоклинкерный	275	24	24	40	Нет
Портландцемент быстротвердеющий	275	10	20	5	3
Портландцемент с тонкомолотыми добавками (15%)	250	27	15	17	1
Портландцемент с тонкомолотыми добавками (50%)	175	30	40	35	1
Портландцемент сульфатостойкий	275	22	25	17	8
Шлакопортландцемент	260	50	19	2	Нет
Шлакопортландцемент	300	30	18	6	Нет
Пуццолановый портландцемент (50%) и зола (50%)	420	6	20	23	—

приводит к повышенной (против ожидаемой) трещиностойкости образцов. Указанные опыты тем самым подтверждают, что необходимо в величине $\epsilon_{пр}$, заложенной в критерий k_T , учитывать развивающиеся пластические деформации, в том числе деформации ползучести.

В инструкции по обеспечению монолитности бетонных гидротехнических сооружений, возводимых в районах с резко континентальным климатом, составленной ВНИИГ, много внимания уделяется конструктивным особенностям гидротехнических сооружений и основным свойствам гидротехнического бетона, которые определяют трещиностойкость сооружений. В этой инструкции, с нашей точки зрения, установлен более обоснованный критерий трещиностойкости массивного бетона, в котором предполагается наличие температурных напряжений. За критерий трещиностойкости принимается величина предельной растяжимости бетона $\epsilon_{пр}$, т. е.

$$\sigma \leq \frac{\epsilon_{пр} E}{k_3},$$

где E — модуль упругости бетона к данному возрасту; k_3 — коэффициент запаса; для строительного периода $k_3=1, 2$, для эксплуатационного $k_3=1,4 \div 2,0$ в зависимости от степени возможного влияния трещинообразования на прочность и устойчивость сооружения.

При строительстве плотин средней и большой высоты в суровых климатических условиях экспериментальное определение предельной растяжимости бетона $\epsilon_{пр}$ и предела прочности при растяжении R_p является обязательным и должно выполняться при подборе состава бетона. Влияние ползучести бетона определяется при расчете температурных и усадочных напряжений методами теории упруго-ползучего тела. Допускается учитывать влияние ползучести бетона согласно выражению

$$\sigma_{\text{рел}} \leq \frac{\epsilon_{\text{пр}} E}{k_3},$$

где $k_{\text{рел}}$ — коэффициент релаксации напряжений, определяемый в зависимости от продолжительности действия вынужденных деформаций.

Указанное требование трещиностойкости легло в основу расчета по СНиП. II-И. 14-69 бетонных и железобетонных конструкций. Величина $\epsilon_{пр}$ является предельной растяжимостью бетона при кратковременном испытании и определяется экспериментально, как и модуль упругости E , в определенном возрасте бетона конструкции.

При расчете железобетонных конструкций на трещиностойкость следует принимать снижение сопротивления на 25—50% из-за наличия в бетоне микротрещин, а предельную ширину раскрытия трещин в зависимости от различных условий от 0,05 до 0,30 мм. Деформативность для железобетонных элементов конструкции после образования в них трещин следует принимать в зависимости от марки бетона на 30—35% больше.

Таким образом, из вышеизложенного вытекает, что для расчетов напряженного состояния необходимо знание упругих и пластичных характеристик бетона, а также влияния температурно-влажностных условий на основные параметры бетона. Наиболее важной и вместе с тем наименее изученной величиной является предельная растяжимость бетона, которая входит в качестве главной величины в критерий трещиностойкости.

ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА БЕТОНА, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ ЕГО ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ, И МЕТОДЫ ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Из многочисленных свойств бетона, связанных с его трещиностойкостью, главными являются призмная прочность бетона, прочность при растяжении, модуль упругости, усадка бетона и деформативность (предельная растяжимость при осевом растяжении).

Призмная прочность. Учитывая, что прочность бетона при сжатии является наиболее изученным свойством бетона, в исследованиях наблюдается тенденция сравнения других свойств бетона с этой величиной. Чтобы исключить влияние подушек пресси, испытание бетона на прочность при сжатии образцов-кубов заменяют испытанием образцов-призм. Призмная прочность — временное сопротивление сжатию бетонного образца призматической формы, изготовленного при горизонтальном положении продольной оси.

В СНиП. II-И.14-69 требования к расчетным сопротивлениям задают в зависимости от типа конструкции соответственно трем видам напряженного состояния, а именно: призмная прочность, сжатие при изгибе и осевое растяжение. Таким образом, наряду со знанием проектной марки по прочности при сжатии и растяжении необходимо знание призмной прочности бетона.

За эталон призмы, к прочности которой должны быть приведены прочности призм других размеров, принята в соответствии с «Временной инструкцией по определению призмной прочности» Госстроя СССР призма сечением 20×20 и высотой 80 см. Могут быть также использованы призмы сечением 15×15 , 10×10 и $7,07 \times 7,07$ см высотой соответственно 60, 40, 28 см, а также цилиндры диаметром 15 и 7,14 см высотой соответственно 60 и 28,56 см, изготовленные как при горизонтальном, так и при вертикальном положении продольной оси. Используемые для определения призмной прочности бетонные образцы должны иметь отношение стороны основания (диаметр цилиндра) к высоте равным $1/4$.

Нормативным сопротивлением сжатию является величина призмной прочности бетона данной марки, принятая в нормах проектирования бетонных и железобе-

тонных конструкций в качестве основной характеристики сопротивления бетона осевому сжатию.

Как известно, призмы используют не только для определения призмочной прочности, но также для измерения модуля упругости при сжатии при непрерывном и ступенчатом нагружениях с параллельным определением деформации сжатия бетона. Такие измерения требуют нагружения бетонных образцов данного состава на ка-

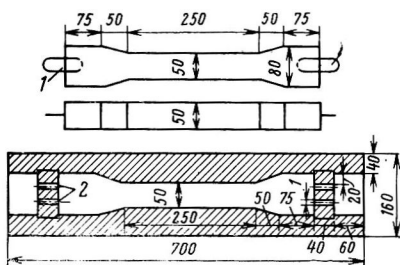


Рис. 9. Схема образцов-восьмерок для испытания на растяжение и формы для изготовления образцов.

1 — серги для закрепления образцов;
2 — продольные отверстия для серг.

кую-то долю предельного напряжения, в связи с чем необходимо заранее знать ожидаемую прочность бетона, которую для простоты определяют испытанием при сжатии образцов-кубов, изготовленных из бетона того же состава. Для пересчета на ожидаемую прочность призматических образцов средний предел прочности образцов-кубов умножают на коэффициент, равный 0,75. Это может служить примером того, что, как указывалось, при испытании упругих свойств бетона в исследовательских работах и даже нормативных документах имеется тенденция сравнения различных упругих характеристик бетона с прочностью на сжатие кубов.

Прочность при осевом растяжении определяется при растяжении образцов-восьмерок либо удлиненных цилиндров, снабженных специальными захватами. Особенностью испытания образцов на растяжение является необходимость строгой центрировки образца для обеспечения параллельности продольной оси образца и направления разрывного усилия. По ГОСТ 4800-59 для измерения прочности при растяжении предлагается применять образцы-восьмерки с поперечным сечением средней части 50×50 мм, длиной средней части 250 мм и общей длиной образца 500 мм. Для центрировки образцов-восьмерок при испытании в них заделываются серги из стальной проволоки, которые закладываются в отверстия опалубки (рис. 9). В опалубку указанных размеров

можно заложить бетонную смесь с крупностью заполнителей не более 15 мм. Для испытания бетона с большей крупностью заполнителей испытывают образцы-восьмерки с размерами поперечных сечений 7×7 и 10×10 см. Испытание образцов с поперечным сечением в средней части 15×15 см и более производится при помощи более сложных захватов, которые, как правило, изготавливаются каждой лабораторией по специальному проекту. Известны приспособления для испытания образцов-восьмерок ТНИСГЭИ, ОИСМ Братскгэсстроя, НИИЖБ, ВНИИГ и других специализированных организаций. Все приспособления обеспечивают центровку образцов и надежное сцепление закладных частей с бетоном для передачи всего растягивающего усилия на бетон при нагружении. Шарнирное приспособление ОИСМ Братскгэсстроя приведено на рис. 10. Это устройство обеспечило хорошую центровку образца, и при испытании разрыв восьмерки проходил по сечению, близкому к центральной части образца.

Для повышения однородности полученных результатов более рационально использовать удлиненные образцы-цилиндры, чем образцы-восьмерки с прямоугольным сечением. В последнее время при испытании прочности при осевом растяжении успешно применяются приклеенные к торцам бетонных цилиндров эпоксидной смолой металлические пластины с захватами (рис. 11).

Испытания прочности бетона при осевом растяжении отличаются от испытаний прочности бетона при сжатии большей сложностью и требуют значительных затрат

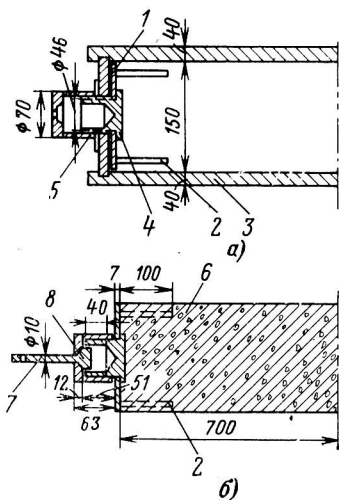


Рис. 10. Схема шарнирного приспособления ОИСМ Братскгэсстроя для испытания образцов-восьмерок при растяжении (размеры в миллиметрах).

а — установка закладной детали в форму для бетонирования; б — бетонный образец с приспособлением для испытаний на растяжение; 1 — закладная деталь; 2 — анкер диаметром 12 мм; 3 — деревянная форма; 4 — станка; 5 — прижимная гайка; 6 — бетонный образец; 7 — тяга к испытательной машине; 8 — шаровой шарнир.

труда и времени, а также особой тщательности при изготовлении образцов и проведении испытаний. При этом в большинстве случаев все же не удается избежать концентрации местных напряжений, которые искажают получаемые при испытании результаты.

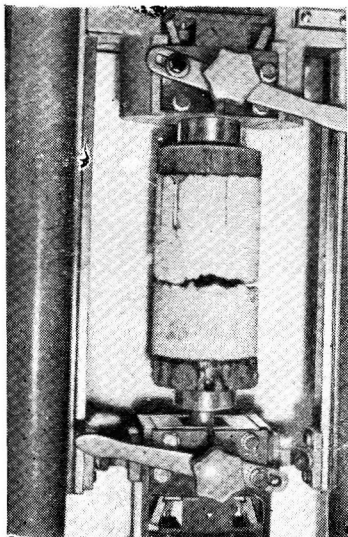


Рис. 11. Испытания образцов-цилиндров при растяжении приспособленным, приклеенным с торцов. Установка ВНИИТ.

к двум взаимно противоположным образующим бетонного цилиндра прикладывается сжимающая нагрузка [Л. 33]. При этом на диаметральной плоскости, совпадающей с плоскостью приложения нагрузки, возникают равномерно распределенные растягивающие напряжения. Испытание проводится на обычном лабораторном прессе, используемом для испытания прочности бетонных образцов при сжатии. Между плитами пресса и бетонным цилиндром помещают прокладки из сравнительно мягкого материала.

При испытании бетонных цилиндров действительные результаты несколько отклоняются от теоретических, вследствие того что, как отмечает П. Райт [Л. 33], условия испытания бетона отличаются от условий идеального случая:

Значительный интерес представляют предложенные в последнее время косвенные способы определения прочности бетона при растяжении путем раскалывания образцов-цилиндров и кубов [Л. 31, 33], которые по предложению лаборатории бетона ВНИИГ после всесторонней проверки в лабораторных и производственных условиях были внесены в ГОСТ 4800-59 «Бетон гидротехнический. Методы испытания бетона». Это позволило организовать и проводить массовые испытания бетона.

Первый способ оценки прочности бетона при растяжении путем раскалывания образцов (рис. 12 и 13) заключается в том, что

1) теория упругости предполагает наличие однородного материала, в то время как бетон не является таковым. В результате этого действительное распределение напряжений отличается от вычисленного теоретически, хотя это отклонение может быть и невелико;

2) теория упругости предполагает, что материал полностью подчиняется закону Гука. Это не совсем верно для бетона, ибо величина модуля Юнга для бетона уменьшается с увеличением напряжений. При этом зависимость деформация — напряжение имеет тенденцию к разгрузке наиболее напряженных участков и наложению напряжений на те части образца, где нагрузка меньше. Перераспределение напряжений приводит к увеличению разрушающей нагрузки и, следовательно, будет давать более высокие результаты по прочности;

3) теория упругости предполагает плоское напряженное состояние;

4) теория упругости предполагает линейное приложение нагрузки вдоль образующей цилиндра, однако в действительности нагрузка распределяется по полосе шириной примерно 10—15 мм, что сказывается на величине и характере распределения напряжений. Так, при ширине полосы нагрузки a и равномерном распределении нагрузки по этой ширине может быть показано, что если $a < d/10$ (что имеет место при практических испытаниях бетонных образцов), то напряжения в вертикальной диаметральной плоскости, действующие в горизонтальном направлении, достаточно точно выражаются уравнением

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi t d} \left[1 - \frac{d}{2a} (\alpha - \sin \alpha) \right],$$

где α — угол, охватывающий зону давления от места приложения нагрузки до рассматриваемой точки (рис. 14).

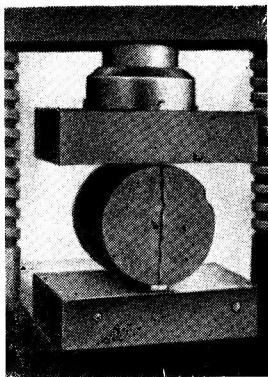


Рис. 12. Определение прочности при растяжении путем испытания бетонного цилиндра сжимающей нагрузкой, приложенной по образующей.

Влияние подобного приложения нагрузки показано на рис. 15, где напряжения вычислены для $a/d=1/12$. Как можно видеть, в этом случае растягивающие напряжения остаются практически постоянными примерно на трех четвертях плоскости вертикального сечения при сравнительно высоких сжимающих напряжениях у верха и низа цилиндра.

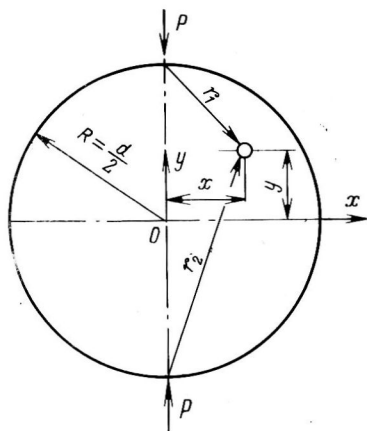


Рис. 13. Распределение напряжений при испытании бетонного цилиндра сжимающей нагрузкой.

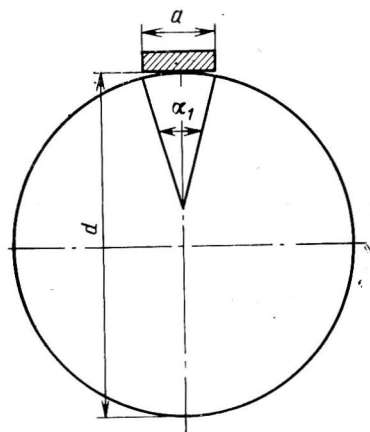


Рис. 14. Передача нагрузки на цилиндр через прокладки.

Несмотря на указанную приближенность этого способа испытания бетона для определения его прочности при растяжении, экспериментальное изучение подтвердило целесообразность его применения [Л. 33]. Ниже приводятся некоторые данные, полученные Райтом при изучении этого способа.

Изучались три вопроса:

1) влияние размера и материала прокладок на величину прочности бетона при растяжении и однородность результатов;

2) соответствие результатов испытаний прочности и однородности, получаемых с помощью этого способа, результатам испытаний прочности и однородности, получаемым при осевом растяжении и изгибе;

3) влияние размеров образцов на величину предела прочности и однородность получаемых результатов.

Исследования проводились на образцах бетона состава 1:6 (по весу) на речном песке и гравии с максимальным размером зерен 20 мм. Водоцементное отношение равнялось 0,50. Все образцы испытывались в возрасте 28 суток после хранения во влажных условиях.

Многочисленные опыты с прокладками из резины, фанеры и стали показали, что материал и в некоторой мере размеры прокладок оказывают влияние на получаемую величину прочности при растяжении и однородность результатов. Однако это влияние мало по сравнению с тем, какое оказывают прокладки из различных материалов при испытаниях бетонных образцов при сжатии, и частично, если не целиком, зависит от того, насколько плотно прокладочный материал прилегает к поверхности бетонного образца и равномерно передает нагрузку. Фанера в этом отношении оказалась наиболее удовлетворительным материалом по сравнению, например, со сталью и резиной. В настоящее время для производства массовых испытаний рекомендуются прокладки из фанеры толщиной около 3 и шириной около 12 мм.

Сравнение с другими способами проводилось путем параллельных испытаний различных образцов одного и того же бетона: для определения прочности при растяжении раскалыванием использовались цилиндры размером 15×30 см, при осевом растяжении — цилиндры размером 10×45 см и при изгибе — балки размером 10×10×40 см.

Результаты испытаний образцов при одинаковой скорости нагружения приведены в табл. 6.

Средняя величина прочности при растяжении раскалыванием в этих опытах оказалась примерно в 1,5 раза выше, чем при осевом растяжении, и составила около $\frac{2}{3}$ прочности при растяжении при изгибе. Это различие

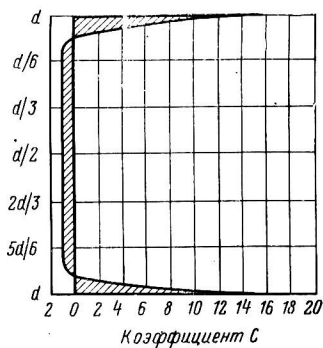


Рис. 15. Распределение напряжений при передаче нагрузки на цилиндр через прокладку. Горизонтальная составляющая напряжения $\sigma = \frac{2P}{\pi t d}$ хс.

В результатах обусловлено, как отмечено выше, существенными отличиями строения бетона от принятого при выводе формул.

Таблица 6

Вид испытаний	Средняя прочность, кгс/см ²	Средне-квadraticное отклонение, кгс/см ²	Коэффициент вариации, %
Прочность при растяжении бетонных цилиндров, испытанных раскалыванием	28,5	1,40	5
Прочность при растяжении бетонных цилиндров, испытанных при осевом растяжении	19,4	1,35	7
Прочность при растяжении бетонных балок, испытанных при изгибе	42,5	2,53	6
Прочность при сжатии образцов-кубов размером 10×10×10 см	420,0	14,60	3,5

Для изучения влияния размеров образцов на прочность и однородность были изготовлены образцы-цилиндры следующих размеров: 15×30, 15×15, 15×7,5 и 10×10 см. Все образцы, хранившиеся в одинаковых стандартных условиях, были испытаны в возрасте 28 суток при одинаковой скорости нагружения, равной 7 кгс/(см²·мин). Результаты испытаний прочности при растяжении приведены в табл. 7 (по 25 цилиндров каждого размера).

Таблица 7

Размеры цилиндров, см	Средняя прочность на растяжение, кгс/см ²	Среднеквadraticное отклонение, кгс/см ²	Коэффициент вариации, %
15×30	33,1	1,34	4,0
15×15	32,0	2,54	8,0
15×7,5	33,1	2,60	8,0
10×10	35,9	2,74	7,5

При испытании образцов наибольших размеров были получены наиболее однородные результаты, что соответствует результатам, полученным при других методах испытаний бетона. При испытании образцов меньшего размера были получены более высокие значения средней прочности.

Приведенные данные свидетельствуют, что увеличение размеров испытываемых по этому способу образцов является благоприятным с точки зрения однородности получаемых результатов. Это обстоятельство весьма важно применительно к гидротехническому бетону, где приходится иметь дело с заполнителями большой крупности.

Второй способ оценки прочности бетона при растяжении путем раскалывания образцов заключается, как отмечает К. Вайцманн [Л. 33], в испытании образцов-кубов со стесанными ребрами (рис. 16).

При использовании бетонных кубов со стороной a предел прочности при растяжении может быть определен по формуле

$$R_p = 0,5187 \frac{P}{a^2},$$

где P — нагрузка, $кгс/см^2$.

В табл. 8 приводятся некоторые сравнительные данные, полученные К. Вайцманном при различных способах испытаний бетона с расходом цемента $335 кг/м^3$ и $V/C=0,55$ [Л. 33].

Как видно из таблицы, значения прочности при растяжении, полученные по методу раскалывания, во всех случаях очень близко совпадают со значениями прочности при растяжении, полученными при осевом растяжении. Однородность полученных результатов не ниже и даже выше, чем при осевом растяжении или изгибе.

Несколько более высокое значение прочности при растяжении, полученное методом раскалывания, не является препятствием к его применению, так как, во-первых, всегда может быть

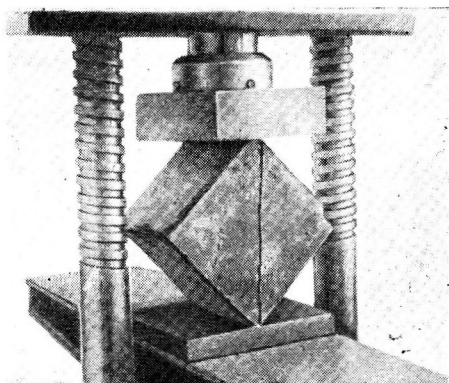


Рис. 16. Испытание прочности при растяжении путем раскалывания бетонного образца-куба.

Активность цемента, кгс/см ²	Сжатие (кубы 20×20×20 см)			Изгиб (призмы 10×10×80 см)		
	$R_{сж}$, кгс/см ²	Среднеквадратичное отклонение, кгс/см ²	Коэффициент вариации, %	$R_{р.и}$, кгс/см ²	Среднеквадратичное отклонение, кгс/см ²	Коэффициент вариации, %
275	198	5,0	2,5	28,8	1,5	5,2
350	213	3,0	1,5	28,0	1,4	5,0
450	273	13,0	4,8	36,5	1,9	5,2
650	310	11,7	3,8	32,0	1,5	4,7

установлен соответствующий коэффициент перехода, а, во-вторых, понижение прочности при осевом растяжении может являться следствием неточной центрировки растягивающих усилий.

Привлекательными особенностями способов раскалывания являются простота и удобство, а также возможность определения прочности бетона при растяжении на образцах значительных размеров с помощью обычного лабораторного оборудования. Большим достоинством этих способов является также возможность испытания на одном и том же прессе одинаковых образцов бетона и на сжатие, и на растяжение.

В последнее время используется способ определения прочности при растяжении образцов бетона неправильной формы путем их раскалывания, подробно освещенный в работах Б. Г. Скрамтаева и его сотрудников. При этом передача усилия на образец осуществляется через металлический штырь. Прочность при растяжении σ_p определяется по формуле

$$\sigma_p = \frac{2P}{\pi F},$$

где P — разрушающая нагрузка; F — площадь поверхности раскола образца.

Расстояние l между краем образца и линией приложения усилия должно быть несколько больше половины его высоты h . Если $h/2 < l$, следует воспользоваться формулой

$$\sigma_p = k \frac{2P}{\pi F},$$

Растяжение (восьмерки, поперечное сечение 400 см ²)			Раскалывание (кубы 20×20×20 см)		
$R_{p.p.}$ кгс/см ²	Среднеквадратичное отклонение, кгс/см ²	Коэффициент вариации, %	$R_{раск.}$ кгс/см ²	Среднеквадратичное отклонение, кгс/см ²	Коэффициент вариации, %
14,4	1,3	9,1	14,0	0,6	4,3
14,5	1,6	11,0	15,2	0,7	4,6
18,3	0,2	1,1	20,0	0,4	2,0
17,0	0,4	2,4	17,0	0,4	2,4

где k принимается в зависимости от соотношения l и h .

k	1,38	1,22	1,12	1,05	1,02	1,00
$2l/h$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00

Этим способом можно на одном образце измерять прочность несколько раз.

На величину прочности при сжатии и растяжении влияет ряд факторов, которые можно отнести к методическим особенностям испытаний. К этим особенностям относятся в первую очередь размер образца и скорость нагружения при испытании. Зависимость прочности бетонов (одного состава при одной крупности заполнителей) от размера образца изучалась многими авторами, результаты опытов которых опубликованы в отечественной и зарубежной периодике, в частности результаты испытаний при сжатии, изгибе и осевом растяжении. Многочисленные работы по изучению прочности бетона свидетельствуют о некотором уменьшении прочности бетона при всех видах испытаний с увеличением размеров образца. Наиболее обоснованная причина такого явления усматривается в том, что в образцах большого размера вероятность появления микротрещин, снижающих прочность бетона, больше, чем у малых образцов. Имеются и другие объяснения зависимости прочности от размеров образца, такие, как влияние трения между подушками пресса и кубами (при испытании при сжатии), возможность перекоса (особенно у больших образцов) при испытании при растяжении в связи со смещением оси образца от направления приложенного усилия и другие факторы.

На рис. 17 приведены данные о изменении прочности при сжатии бетонных образцов в зависимости от диаметра цилиндров, а на рис. 18—зависимость прочности при изгибе от поперечного сечения прямоугольной части призмы при одинаковом соотношении ширины и длины балки.

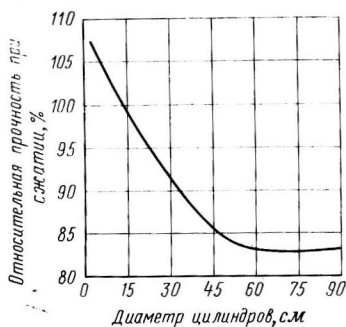


Рис. 17. Изменение прочности бетонных цилиндров при сжатии с увеличением диаметра образца.

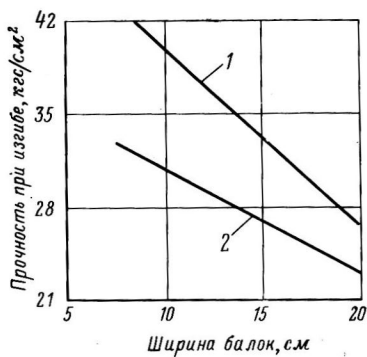


Рис. 18. Изменение прочности при изгибе бетонных балок с увеличением ширины балки. 1 — нагрузка в центре; 2 — нагрузка на расстоянии $\frac{1}{3}$ от края балки.

На рис. 19 показаны данные о влиянии размера образца-куба на прочность при растяжении, определяемую раскалыванием. Опыты показывают, что после увеличения образца сверх определенного размера дальнейшее влияние увеличения размеров его сказывается в меньшей степени. Некоторые исследователи, однако, не получают закономерного изменения прочности образцов вследствие изменений размеров и объясняют изменение прочности в этом случае разбросом экспериментальных данных и изменением влажности. Современная точка зрения состоит в признании четко выраженной зависимости прочности бетонов и растворов от размера испытываемых образцов. В связи с этим в отечественных и зарубежных стандартах для получения сравнимых результатов прочность образцов разных размеров приводят к прочности образцов одного размера.

Другим фактором, который влияет на конечный результат испытаний прочности растворов и бетонов, а также на величины предельных растяжимости и ползучести бетонов, является скорость загрузки. Имеющиеся работы не дают однозначного ответа на вопрос о

влиянии скорости нагружения на прочность при растяжении и деформацию. По нашим данным и обработанным результатам некоторых опубликованных исследований (рис. 20) увеличение скорости нагружения с 0,15 до 0,30 кгс/(см²·мин) увеличивает предельную деформацию растяжения примерно на 10%, а нагружение при скоростях порядка 2,5—3,0 кгс/(см²·мин) дает увеличение прочности при растяжении примерно на 20% по сравнению с указанным минимальным значением [Л. 21, 38]. В одной из работ [Л. 19] предлагается эмпирическая формула для оценки зависимости прочности при растяжении от скорости нагружения:

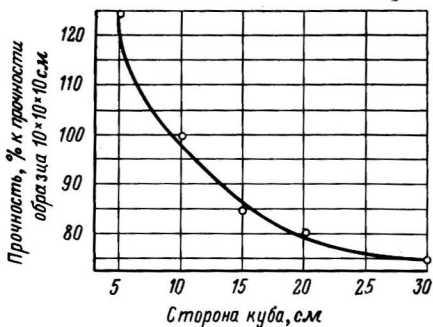


Рис. 19. Изменение прочности при растяжении бетонных образцов-кубов с увеличением стороны образца-куба. Данные лаборатории бетона ВНИИГ.

$$R_t = 0,1R_k \left(1g \frac{v_t}{v_k} + 10 \right),$$

где R_t и R_k — пределы прочности при растяжении при испытании нагружением соответственно при скоростях v_t и v_k ; при этом $v_k > v_t$.

Опыты, положенные в основу вывода этой зависимости, проводились при загрузении образцов со скоростями 0,11 и 2,2 кгс/(см²·мин). Подстановка величин скоростей в приведенную формулу показывает, что увеличение скорости нагружения в указанных пределах повышает прочность при растяжении примерно на 15%, что согласуется с результатами наших опытов. Прочность бетона при растяжении, определяемая раскалыванием, также зависит от скорости нагружения. По нашим данным, изменение скорости нагружения от 2,4 до 2,6 кгс/(см²·мин) увеличивает прочность при растяжении примерно на 3%. В связи с указанным в ГОСТ установлены пределы скоростей при испытании бетонных образцов на прочность.

Модуль упругости бетона, или так называемый модуль мгновенных деформаций, считается одной из важ-

нейших характеристик бетона при расчетах термонапряженного состояния. Практически модуль упругости E определяется как частное от деления приложенного в данный момент напряжения σ на величину относительной деформации ϵ , возникшей в образце от приложения нагрузки:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}, \text{ кгс/см}^2.$$

Величина модуля упругости, получаемая при сжатии образцов-призм и растяжении образцов-восьмерок с одновременным измерением напряжения и деформации,

называется статическим модулем упругости в отличие от динамического модуля упругости, определяемого по величине собственных колебаний резонансным или ультразвуковым методом.

Статический модуль деформации начали измерять около 50 лет назад. В первых работах по определению модуля упругости (Н. Житкевича, Р. Залигера, Е. Пробста и других исследователей) было отмечено, что модуль упругости при прочих равных условиях зависит от вида заполнителя; например, использование известнякового щебня вместо гравия в ряде случаев значительно повышает модуль упругости для бетонов с относительно небольшим содержанием цемента и большим водоцементным отношением. Это, по-видимому, объясняется тем, что при значительных водоцементных отношениях известняковый щебень благодаря отсосу воды в поры заполнителя повышает общую прочность и, следовательно, модуль упругости. При более низких водоцементных отношениях эффект отсоса воды уменьшается и даже при использовании гравия не имеют место значительное водоотделение и скопление воды под зернами гравия, ослабляющее сцепление на контактах. В табл. 9 приведены данные о влиянии вида заполнителя на модуль упругости.

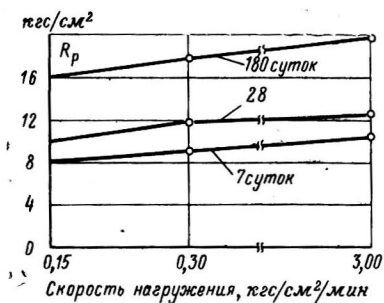


Рис. 20. Зависимость прочности при растяжении от скорости нагружения.

модуль упругости при прочих равных условиях зависит от вида заполнителя; например, использование известнякового щебня вместо гравия в ряде случаев значительно повышает модуль упругости для бетонов с относительно небольшим содержанием цемента и большим водоцементным отношением. Это, по-видимому, объясняется тем, что при значительных водоцементных отношениях известняковый щебень благодаря отсосу воды в поры заполнителя повышает общую прочность и, следовательно, модуль упругости. При более низких водоцементных отношениях эффект отсоса воды уменьшается и даже при использовании гравия не имеют место значительное водоотделение и скопление воды под зернами гравия, ослабляющее сцепление на контактах. В табл. 9 приведены данные о влиянии вида заполнителя на модуль упругости.

Хорошо известна зависимость модуля упругости бетонных образцов от степени загруженности образцов, скорости возрастания нагрузки и методики загрузки (непрерывное возрастание нагрузки, ступенчатое загрузе-ние).

Таблица 9

Состав бетона	Вид заполнителя	Модуль упру- ости $\times 10^{-5}$, кгс/см ²
1:2,5:5,0	Гравий	2,98
1:2,5:5,0	Известняковый щебень	2,87
1:3,0:6,0	Гравий	2,80
1:3,0:6,0	Известняковый щебень	3,08
1:5,0:10,0	Гравий	2,17
1:5,0:10,0	Известняковый щебень	3,67

В лаборатории бетона ВНИИГ применительно к изучению гидротехнических бетонов различных составов проводились параллельно исследования динамического модуля упругости, основанные на определении резонансной частоты колебаний бетонных образцов и статического модуля упругости.

При измерении статического модуля упругости непрерывным нагружением было отмечено, что его значение по мере нагружения уменьшается. Такой спад прочности имеет место как при испытании на сжатие, так и при испытании на растяжение.

В табл. 10 приведены данные о влиянии на величину модуля упругости нагрузки, приложенной к образцу.

Из приведенных данных видно, что при напряжениях, приближающихся к временному сопротивлению бетона при растяжении, модуль деформаций последнего в указанных опытах падает значительно быстрее, чем при сжатии.

В табл. 11 показано изменение модуля упругости, полученного при растяжении бетонных образцов-восьмерок. В таблице собраны осредненные для каждой серии результаты испытаний трех образцов-восьмерок с двумя тензометрами на каждом образце.

Как видно из приведенных данных, величина модуля упругости может уменьшаться примерно на 50% при непрерывном нагружении образца, так как в указанных опытах остановки в нагружении составляют всего несколько секунд, необходимых для взятия отсчета. На-

блюдающееся изменение модуля упругости в течение опыта можно объяснить тем, что в связи с невозможностью мгновенного нагружения образца за время взятия отсчета к величине упругой деформации прибавляется

Таблица 10

Испытание при сжатии		Испытание при растяжении	
Напряжение, кгс/см^2	Модуль упругости $\times 10^{-5}$, кгс/см^2	Напряжение, кгс/см^2	Модуль упругости $\times 10^{-5}$, кгс/см^2
5	2,21	0,5	2,72
10	2,21	1	2,63
20	2,11	2	2,54
30	2,04	3	2,54
40	1,94	4	2,54
50	1,94	5	2,46
60	1,81	6	2,42
70	1,79	7	2,38
80	1,70	8	2,34
90	1,60	—	—
100	1,46	—	—
110	1,46	—	—
120	1,38	—	—

некоторая величина деформации упругого последствия (при небольшой величине напряжения) либо даже пластической деформации по мере приближения к пределу прочности.

Существует еще один способ определения модуля упругости — так называемый ступенчатый способ на-

Таблица 11

I серия		II серия		III серия		IV серия	
Нагрузка, % $R_{\text{пр}}$	Модуль упругости $\times 10^{-5}$, кгс/см^2	Нагрузка, % $R_{\text{пр}}$	Модуль упругости $\times 10^{-5}$, кгс/см^2	Нагрузка, % $R_{\text{пр}}$	Модуль упругости $\times 10^{-5}$, кгс/см^2	Нагрузка, % $R_{\text{пр}}$	Модуль упругости $\times 10^{-5}$, кгс/см^2
19,6	4,1	17,2	4,7	17,0	5,0	20	3,3
30,0	3,3	29,6	3,8	26,6	4,7	28	3,1
45,0	2,6	35,3	3,4	42,0	4,1	39	2,8
55,6	2,5	48,1	3,0	55,0	3,8	43	2,1
66,3	2,5	57,0	2,8	64,0	3,8	56	1,9
77,0	2,3	67,3	2,6	73,0	3,6	66	1,9
89,3	2,2	77,1	2,6	86,6	3,6	80	1,8
97,5	2,1	87,0	2,3	96,6	3,4	93	1,8
		97,3	2,1	99,0	3,4	98	1,7

гружения образцов. Этот способ обычно используют при сжатии призм. При растяжении восьмерок и цилиндров ввиду небольших значений деформаций, измерение которых представляет некоторые трудности, определение модуля ступенчатым нагружением обычно не применяют. Особенностью определения начального модуля упругости способом ступенчатого нагружения является то, что после каждой ступени нагружения (и одновременного измерения деформации) делается остановка, в течение которой нагрузка не увеличивается, а деформация от первоначальной величины ϵ' (после выдержки под нагрузкой) возрастает до величины ϵ (так называемая полная деформация). После выдержки под нагрузкой образец разгружают до начальной минимальной нагрузки (близкой к нулю) и отмечают величины деформации сразу после разгрузки ϵ'' и после выдержки при начальной минимальной нагрузке в промежутках между смежными ступенями ϵ''' .

Определение модуля упругости при ступенчатом нагружении по полным деформациям производилось с давних пор; при этом время выдерживания под нагрузкой на каждой ступени и соответствующие напряжения принимались в каждом исследовании разными.

С целью унификации указанного способа и измерения начального модуля упругости согласно «Временной инструкции по определению начального модуля упругости бетонов» (1968 г.) предлагается следующая последовательность нагружения (рис. 21): нагружение образцов производят ступенями примерно по 0,1 ожидаемой разрушающей нагрузки со сбросом нагрузки до $0,05 R_{пр}$ после каждой ступени. Нагрузку, равную $0,05 R_{пр}$, называют «начальной нагрузкой». Так продолжают до ступени, равной 0,6 ожидаемой разрушающей нагрузки, после чего, начиная со ступени $0,7 R_{пр}$, разгружение образца больше не производят, а, начиная со ступени $0,8 R_{пр}$, каждую последующую ступень нагружения уменьшают до $0,05 R_{пр}$. В инструкции указано, что общая продолжительность испытания одного образца, если придерживаться указанной схемы нагружения, должна составлять примерно 1 ч. Величина начального модуля упругости вычисляется по формуле $E = \Delta\sigma / \Delta\epsilon$, где $\Delta\sigma$ и $\Delta\epsilon$ — соответственно напряжение и деформация на данной ступени нагружения.

Параллельные опыты по измерению модулей упругости при сжатии и растяжении показали, что в начальном периоде нагружения они имеют близкие величины и при расчетах могут быть практически приняты равными.

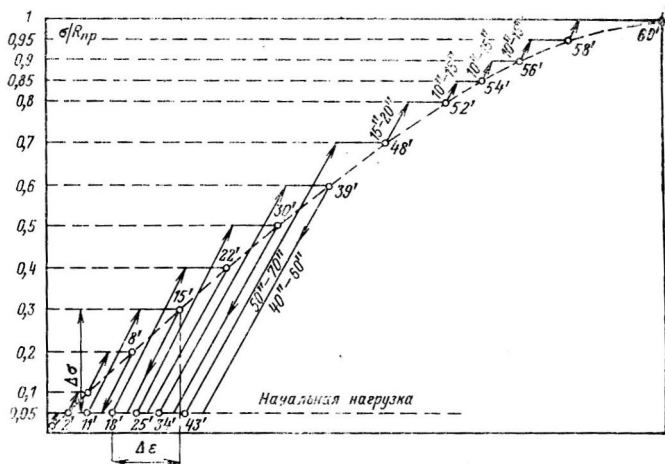


Рис. 21. Схема последовательности нагружения призм при определении статического модуля упругости при ступенчатом нагружении.

В табл. 12 приведены результаты определения модуля упругости при сжатии и растяжении бетона на различных заполнителях.

Таблица 12

Вид заполнителя	Возраст бетона, сутки	Модуль упругости $\times 10^{-5}$, кгс/см ²		Предел прочности, кгс/см ²	
		при сжатии	при растяжении	при сжатии	при растяжении
Щебень	28	2,35	2,67	161	16,7
Щебень	90	3,24	3,84	176	25,0
Гравий	28	2,90	3,04	196	17,8
Гравий	90	3,37	3,17	197	20,4

В связи с исследованиями по бетону Бухтарминской и Братской ГЭС были испытаны образцы растворов и бетонов на прочность при сжатии (призмы) и растяже-

нии (восьмерки) с одновременным измерением деформации и модуля упругости.

Образцы изготовлялись из бетона при водоцементных отношениях 0,50; 0,55; 0,60 и 0,70. Раствор получен был мокрым отсевом бетонной смеси через сито с размером ячеек 5 мм. Образцы испытывались в возрасте 3, 7, 28, 180 и 360 суток. На рис. 22 показаны для каждой серии образцов соответствующие значения модулей упругости при сжатии и растяжении. Полученные данные свидетельствуют о достаточно близких значениях начальных модулей упругости при сжатии и растяжении.

В приведенных опытах для измерения деформаций при растяжении и статического модуля упругости использовались восьмерки прямоугольного сечения 5×5 , 7×7

и 10×10 см. Измерения деформации при нагружении вплоть до разрушения образца производились при помощи двух рычажных тензометров с удлиненной базой, равной 20 см. Тензометры устанавливались на двух боковых гранях восьмерок. Цена деления тензометров составляла 1 мкм. Начальный отсчет по тензометрам фиксировался без приложения нагрузки к восьмерке; далее образцы нагружались ступенями по 2 кгс/см^2 при скорости нагружения примерно $3 \text{ кгс/(см}^2 \cdot \text{мин)}$. Одновременно с увеличением нагружения на каждую ступень производился отсчет по тензометрам.

Наряду со статическим модулем упругости определялся динамический модуль упругости цементного камня, растворов и бетонов для одних и тех же составов (табл. 13). Опыты показали, что изменение размера вызывает некоторое изменение статического модуля упругости и практически не оказывает никакого влияния на динамический модуль. Образцы всех размеров были приготовлены из бетона с мелким заполнителем одного состава при водоцементном отношении, равном 0,55.

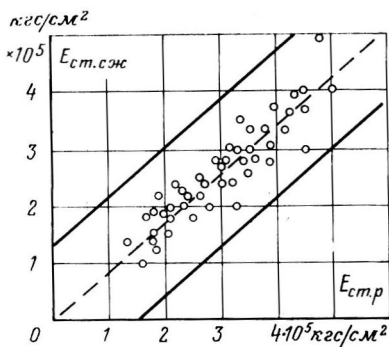


Рис. 22. Сопоставление величин модуля упругости при сжатии и растяжении.

В лаборатории бетона ВНИИГ были изучены также некоторые особенности использования резонансного метода для исследования бетона с целью выяснения ряда свойств бетона, определяемых его структурой и влажностью [Л. 40 а].

Наряду с динамическим модулем упругости $E_{дин}$ может использоваться логарифмический декремент затухания колебаний ρ , обычно определяемый по ширине резонансного амплитудного пика.

Таблица 13

Размеры образцов-восьмерок прямоугольного сечения, см	Статический модуль упругости $\times 10^{-5}$, кгс/см ²			Динамический модуль упругости $\times 10^{-5}$, кгс/см ²	
	при $1/2 R_{пр}$	при $R_{пр}$	при $R_{пр}$	Частные значения	Средние значения
	Частные значения	Частные значения	Средние значения		
10×10	2,5	1,95	1,92	2,8	2,9
	2,5	1,95		2,9	
	2,7	1,87		2,9	
7×7	2,57	2,0	2,2	2,9	3,0
	2,45	2,6		3,0	
	2,60	2,2		3,2	
5×5	3,44	2,5	2,4	2,9	2,9
	3,67	2,3		3,0	
	3,55	2,4		2,9	

Основное затруднение, встречающееся при определении ρ указанным выше способом на приборе ИРЧ и других аналогичных приборах, создается так называемыми двойными амплитудными резонансными пиками. Это явление осложняет также установление частот собственных колебаний бетонных образцов, так как произвольное принятие одного из наблюдаемых пиков за основной может привести к значительным ошибкам в определении частоты и соответственно $E_{дин}$.

Происхождение и природа двойных амплитудных резонансных пиков связаны с методикой измерения динамических характеристик бетонных образцов и особенностями бетона как материала. Обычно в опытах используются образцы-призмы с прямоугольным сечением и предполагается, что моменты инерции сечения образца относительно любой оси равны. В действительности поперечное сечение каждого испытуемого образца имеет отклонение от квадратной формы за счет допущенных

неточностей при его изготовлении. Если частота собственных колебаний лежит в пределах 2 000—3 000 *гц*, то при прочих равных условиях увеличение одной из сторон призмы размером 4×4×16 *см* на 0,5 *мм* может привести к повышению частоты собственных колебаний в этом направлении на 30—70 *гц*. Применительно к образцам бетона наблюдаемое различие в частотах собственных колебаний относительно главных осей инерции достигает значительно большей величины (обычно порядка 100—200 *гц*), что обуславливается неоднородностью структуры материала образца. При этом интервалы между основными резонансными частотами даже для образцов одного и того же состава бетона могут изменяться в широких пределах. Таким образом, при испытании образцов квадратного поперечного сечения каждый из испытываемых образцов бетона, как правило, имеет двойные амплитудные резонансные пики, каждый из которых соответствует колебаниям образца в определенном направлении. Экспериментально это обнаруживается наблюдениями за колебаниями образцов в режиме резонанса под микроскопом. Тем не менее в ряде случаев двойные амплитудные резонансные пики могут не наблюдаться. Основная причина состоит в том, что бетон характеризуется относительно большим поглощением энергии при динамических воздействиях. Поглощение энергии колебаний водонасыщенным бетоном в несколько раз превышает поглощение энергии колебаний воздушно-сухим или подсушенным перед испытанием бетоном. В соответствии с этим изменяется и форма резонансного пика: у сухих образцов имеет место узкий и вытянутый пик (амплитуды колебаний относительно велики); водонасыщенные образцы бетона имеют широкий пик при малых абсолютных значениях амплитуд колебаний, если амплитуда возбуждающей силы одинакова.

При использовании в опытах бетонных образцов-призм с поперечным сечением, близким к квадратному, интервалы между основными резонансными частотами оказываются близкими к указанным пределам в особенности для увлажненных образцов. При этих условиях максимальная величина амплитуды колебаний, регистрируемая по показаниям прибора, в результате взаимного наложения колебаний, соответствующих двум различным резонансным пикам, будет отвечать одной

из частот в пределах интервала между основными резонансными частотами. При достаточно узком интервале и большом затухании колебаний наложение их приведет к появлению одного суммарного резонансного амплитудного пика. Особенно это заметно на водонасыщенных образцах бетона. У таких образцов при постепенном их высушивании и регулярном измерении частот собственных изгибных колебаний можно наблюдать процесс последовательного «раздвоения» резонансного пика, а при увлажнении тех же образцов — обратный процесс «слияния» двух резонансных амплитудных пиков (рис. 23).

Наличие у каждого образца в явном или неявном виде двух амплитудных резонансных пиков должно обязательно учитываться при измерении частот собственных колебаний образцов для вычисления $E_{\text{дин}}$.

Как уже упоминалось, все упругие свойства бетона обычно связывают с величиной прочности бетона при сжатии, поскольку прочность при сжатии является наиболее изученной и доступной измерению характеристикой материала. Между статическим модулем упругости $E_{\text{ст}}$ и прочностью при сжатии $R_{\text{сж}}$ установлено несколько эмпирических зависимостей. Так, весьма распространена формула Графа

$$E_{\text{ст}} = \frac{10^6}{1,7 + \frac{300}{R_{\text{сж}}}} \quad (1)$$

При напряжениях, больших, чем $0,25 R_{\text{сж}}$, используется следующая зависимость:

$$E_{\text{ст}} = \frac{10^6 (R_{\text{сж}} - 25)}{0,0016 R_{\text{сж}} + 25} \quad (2)$$

Широко используются экспериментальные формулы, дающие зависимость от величины нагрузки:

при напряжениях $0,25 R_{\text{сж}}$

$$E_{\text{ст}} = 3,8 \cdot 10^6 \frac{R_{\text{сж}}}{R_{\text{сж}} + 56}; \quad (3)$$

при напряжениях $0,50 R_{\text{сж}}$

$$E_{\text{ст}} = 3,7 \cdot 10^6 \frac{R_{\text{сж}}}{R_{\text{сж}} + 66} \quad (4)$$

С появлением приборов, определяющих модуль упругости резонансным методом, появились формулы, свя-

зывающие динамический модуль упругости $E_{дин}$ и прочность при сжатии $R_{сж}$:

$$E_{дин} = \left(0,116 \ln \frac{R_{сж}}{100} + 0,255 \right) \cdot 10^5. \quad (5)$$

Одной из наиболее употребляемых зависимостей между $E_{дин}$ и $R_{сж}$ является зависимость, выведенная на

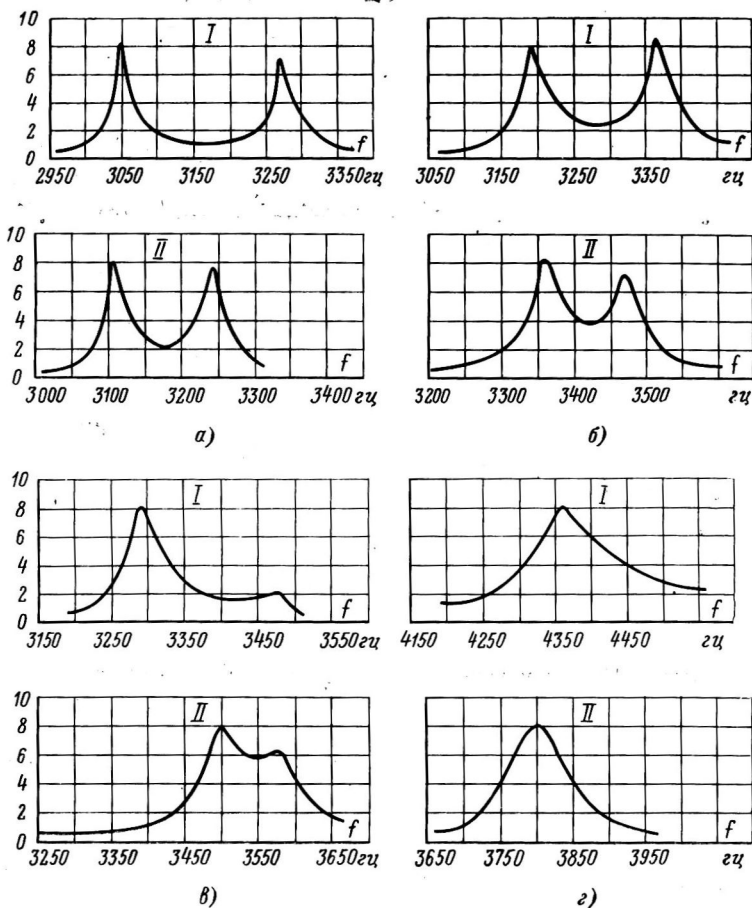


Рис. 23. Последовательное изменение формы резонансных амплитудных пиков бетонных образцов по мере их насыщения водой.

I — первый образец; *II* — второй образец; *а* — образцы, высушенные при 105 °С до постоянного веса; *б* — те же образцы после насыщения водой в течение 6 ч; *в* — те же образцы после насыщения водой в течение 1 суток; *г* — те же образцы после насыщения водой в течение 1 мес.

основании многочисленных сопоставлений результатов измерений прочности растворов при сжатии (образцы размером $10 \times 10 \times 10$ см) и их динамического модуля упругости [Л. 29]:

$$E_{\text{дин}} = \frac{4 \cdot 10^3 R_{\text{сж}}}{1 + 0,007 R_{\text{сж}}} \quad (6)$$

На рис. 24 сопоставлены величины модулей упругости, вычисленные по различным формулам, а также полученные по опытным измерениям динамического модуля упругости и прочности при сжатии. Как видно из графика, полученные нами данные практически полностью совпадают с результатами, вычисленными по формуле (6).

Деформативность бетонов при растяжении определяется, как известно, различными методами и приборами: тензотрами, струнным методом, тензометрическими датчиками, наклеенными на образец, по отклонению луча на приборах с зеркальным приспособлением и другими методами, при помощи которых измеряется деформация твердого тела.

Для измерения деформаций применяются индикаторы часового типа с ценой деления $0,01$ мм (ГОСТ 577-60. «Индикаторы часового типа с ценой деления $0,01$ мм»). Для более точных измерений, если ожидается небольшая величина

Рис. 24. Сопоставление модуля упругости и прочности при сжатии по различным формулам и результатам опытов. Цифры у кривых обозначают номера формул, приведенные в тексте.

деформации, применяют индикаторы с ценой деления $0,001$ и $0,002$ мм. Обычно два индикатора укрепляют на двух противоположных гранях восьмерки. Если требуется, то ставят дополнительные индикаторы. Длина базы измерения деформации, необходимая для расчета относительной деформации, определяется удлинителем. В наших опытах удлинители для установки индикаторов на образце представляли собой съемные металлические рамы. Количество крепежных болтов на раме равно трем,

а ось болта лежит в плоскости, образуемой продольной осью образца и измерительным стержнем прибора. В качестве удлинителей используют также металлические стержни диаметром 3—4 мм с заостренным концом, входящим в углубление, сделанное в упорной площадке (если она предусмотрена). Другой конец стержня должен быть обточен в виде выпуклой или вогнутой полусферы (в зависимости от формы наконечника индикатора) для обеспечения подвижности сочленения с измерительным стержнем прибора. Рекомендуется по продольной средней линии грани, на которой будут установлены индикаторы или тензометры, наклеивать эпоксидным или другим клеем держатели индикаторов и упорные площадки. Фиксация мест, к которым на образце должны будут прикрепляться конец индикатора и край удлинителя, свободный от индикатора, возможна также при помощи штырей, заделываемых на быстротвердеющем высокопрочном растворе в отверстиях, специально высверленных в теле образца. В опытах ВНИИГ база, т. е. расстояние между опорой индикатора с одной стороны и противоположным концом удлинителя с другой, составляла 20 см.

Как известно, по закону Гука напряжения пропорциональны модулю упругости и обратно пропорциональны относительной деформации. Относительная деформация является безразмерной величиной, получающейся как частное от деления непосредственно измеряемого на приборе удлинения на величину базы ϵ_0 .

Частично в наших опытах по определению деформации растяжения восьмерок применялся так называемый струнный метод с использованием накладных струнных тензометров. Эти тензометры обладают более высокой точностью, чем рычажные тензометры и зеркальный тензометр Мартенса. База прибора составляла 100 мм. Струна для измерения жестко крепится в ниппелях, находящихся в призмах. Постоянство базы прибора поддерживалось двумя планками, которые также прикреплялись к призмам. Изменение натяжения струны, вызываемое деформацией бетона, влечет за собой изменение частоты колебаний струны, измерение которой дает представление о величине деформации

Широкое распространение в исследовательских работах для определения деформаций бетона получили приборы, в основу работы которых положен так называемый

мый нулевой метод измерения сопротивлений проволочных датчиков, обеспечивающий высокую точность показаний приборов. К таким приборам относятся приборы АИД-1М и АИ-1, выпускаемые Экспериментальным механическим заводом ЦНИИСК Госстроя СССР, именуемые «Электронный измеритель деформаций с автоматической балансировкой и коммутирующие устройства». Автоматический измеритель деформаций АИ-1 предназначен для измерения статических и медленно изменяющихся деформаций с помощью проволочных датчиков в одной или многих точках. Для измерения деформаций в большом числе точек прибор используется в комплекте с коммутирующими устройствами. Прибором можно измерять относительные деформации до 0,01 при цене деления прибора $1 \cdot 10^{-5}$.

Несмотря на высокую точность прибора АИ-1, использование его для определения деформаций бетона сопряжено с известными трудностями в связи со сложностью приклейки датчиков, требующей выработки навыков и опыта. Кроме того, учитывая неоднородность поверхности бетонных образцов (участки цементного раствора и участки заполнителей), следует особое внимание уделять расположению датчиков. Несмотря на указанные затруднения при измерениях деформации прибор АИ-1 достаточно быстро дает полную характеристику деформативности образцов довольно большого размера и даже деформативности отдельных конструктивных деталей. Используются также другие измерители статических деформаций, например ИСД-3.

В некоторых отечественных (НИС Гидропроекта, ОИСМ Братскгэстроя) и зарубежных опытах датчики наклеивались на образцы-цилиндры с торцевых сторон рядами во взаимно перпендикулярных направлениях. Испытание цилиндров на прочность при растяжении, определяемую раскалыванием, позволяло одновременно определять условный модуль упругости (который оказался близким к измеренному при осевом растяжении образцов-восьмерок) и коэффициент Пуассона.

Рассмотренный способ может считаться упрощенным для вычисления модуля упругости и коэффициента Пуассона, так как нет необходимости испытывать образцы-восьмерки, что связано с трудностью обеспечения центрировки образца и обеспечения достаточного сцепления бетона с закладными частями. Как указывалось, самым

трудоемким и наименее точным является измерение деформации бетона при осевом растяжении, так как предельная растяжимость бетона при этом виде нагружения очень мала.

В лаборатории бетона ВНИИГ [Л. 38] авторами были разработаны предложенные проф. В. В. Стольниковым два упрощенных способа определения деформации бетонов на растяжение.

Одним из способов измерения условной деформативности бетона ϵ_y является определение отношения прочности образцов при растяжении, получаемой при раскалывании кубов и цилиндров, к динамическому модулю упругости, определяемому на образцах из бетона того же состава.

Оба вида испытаний, широко распространенные в современной лабораторной практике, позволяют производить массовые определения исходных характеристик: прочности при растяжении и динамического модуля упругости, по которым путем простого расчета может быть определена деформативность бетона.

Как показало проведенное нами исследование, условная деформативность, обозначаемая далее ϵ_y и определяемая из соотношения $\epsilon_y = R_{\text{раск}}/E_{\text{дин}}$, весьма близко совпадает по величине с предельной растяжимостью бетонных образцов, определенной непосредственным измерением ϵ_0 . Установлено также, что при изменении отдельных характеристик бетонной смеси изменения деформативной способности ϵ_y и предельной растяжимости ϵ_0 подобны.

Полученные результаты дают основание полагать, что этот способ оценки деформативных свойств бетона может быть использован в строительных условиях и в лабораторной практике при подборе состава бетона для оценки трещиностойкости бетона.

Нами было поставлено специальное исследование независимости результатов, получаемых по новому способу, от размера образца. Для этой цели были измерены прочности бетона при растяжении раскалыванием кубов различных размеров (от $5 \times 5 \times 5$ до $30 \times 30 \times 30$ см), проведено испытание модуля упругости балочек различных размеров от $4 \times 4 \times 16$ до $10 \times 10 \times 30$ см) и измерены непосредственно величина деформации и прочность при растяжении на восьмерках прямоугольного сечения (от 5×5 до 10×10 см).

Для всех случаев были рассчитаны величины деформаций. Эти испытания показали, что наилучшая сходимость результатов была получена при испытании на раскалывание образцов-кубов размером $10 \times 10 \times 10$ см и испытании динамического модуля упругости балочек $7 \times 7 \times 21$ см.

Использование динамического модуля упругости повышает стабильность определений; это было установлено при сравнительных испытаниях образцов одного состава из раствора и бетона, проведенных с целью определения $E_{ст}$ и $E_{дин}$.

На большом числе образцов были подсчитаны коэффициенты вариаций для величин динамического и статического модулей упругости образцов одного состава из раствора или бетона. Подсчет коэффициентов вариаций для динамического модуля упругости свидетельствует о значительно более высокой однородности полученных величин (коэффициент вариаций для динамического модуля упругости колеблется от 1,5 до 9%, а статического от 8 до 17%).

Предложенная методика позволяет осуществить в широком масштабе изучение влияния на трещиностойкость бетонов различных технологических факторов и установить круг технологических мероприятий для повышения трещиностойкости бетона, а также разработать рекомендации по этому вопросу для использования их в практике строительства гидротехнических сооружений. Новая методика выгодно отличается от применявшихся ранее методик, для которых характерны большая сложность и трудоемкость (например, тензометрический способ) либо отсутствие цифровых показателей (например, способ колец Лермита).

Проведенное в лаборатории бетона ВНИИГ экспериментальное изучение большого числа технологических факторов, влияющих на деформативность цементных растворов и бетонов, позволило накопить фактические данные о деформативности исследованных растворов и бетонов и экспериментально апробировать путем параллельных испытаний новую методику оценки трещиностойкости цементных растворов и бетонов.

Тензометрические определения деформативности достаточно сложны и позволяют получить ввиду их трудоемкости лишь весьма ограниченное число измерений, как правило, недостаточное для статистической обработки.

Это обстоятельство делало несопоставимой надежность определений деформативных характеристик с надежностью определений таких, например, характеристик, как прочность или динамический модуль упругости, по поводу которых обычно не возникает затруднений в отношении статистической обработки результатов ввиду возможности использования большого числа наблюдений.

С другой стороны, массовый характер определений деформативности бетона на стройтельствах позволяет провести сопоставление проектных и фактических данных расчета термонапряженного состояния сооружений и получить отправные материалы для повышения надежности самих расчетов.

Возможность характеризовать деформативные свойства бетона под действием растягивающих напряжений расчетно-экспериментальным методом путем простых и массовых измерений динамического модуля упругости призматических образцов и прочности бетона при растяжении, определяемой раскалыванием образцов-кубов и цилиндров соответствующих размеров, дает значительные экспериментальные преимущества. Это связано с тем, что оба вида испытаний, широко распространенные в современной лабораторной практике, позволяют легко получать большое число определений исходных характеристик и путем простого расчета определять условную предельную деформативность (растяжимость) бетона.

На рис. 25 для самых различных серий образцов растворов и бетонов показано хорошее совпадение величин ϵ_0 и ϵ_y .

Новый способ определения деформативности был использован при подборе составов бетона, изучении зависимости деформации от различных факторов и контроле качества бетона. При определении деформации путем измерения прочности при растяжении раскалыванием и динамического модуля упругости следует учитывать, что прочность при раскалывании $R_{раск}$ обычно на 10—15% выше, чем прочность при растяжении R_p , определяемая при испытании восьмерок; динамический модуль упругости больше статического модуля упругости, соответствующего пределу прочности, при котором определяется предельная растяжимость бетона ϵ_0 , примерно на 20—25%. Это приводит к тому, что ϵ_0 фактически боль-

ше ϵ_y на 15—20%, т. е. новым методом практически измеряется предельная упругая деформация бетона.

Далее для расширения массовых определений деформативности бетона нами был изучен другой способ, учитывающий возможность замены величины динамического модуля упругости бетона его выражением в виде функции прочности при сжатии.

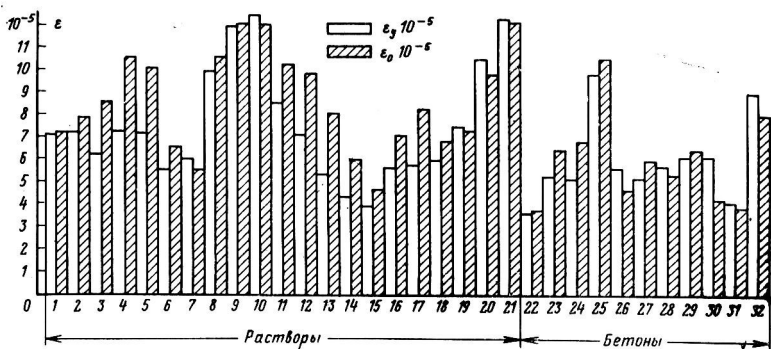


Рис. 25. Сопоставление растяжимости цементных растворов и бетонов, определенной при растяжении восьмерок (ϵ_0) и косвенным способом (ϵ_y) по величине прочности при раскалывании и динамическому модулю упругости.

Величину условной деформативности ϵ'_y предлагается вычислять по формуле

$$\epsilon'_y = \frac{R_{\text{раск}}}{F(R_{\text{сж}})},$$

где $R_{\text{раск}}$ — предел прочности при растяжении, определяемый по способу раскалывания образцов-кубов и цилиндров (по ГОСТ 4800-59); $F(R_{\text{сж}}) = E_{\text{дин}}$.

Как отмечалось выше (см. рис. 24), хорошее совпадение результатов было получено при использовании формулы (6) для подсчета динамического модуля упругости.

Используя формулу (6), величину условной деформации можно выразить через прочность бетона при сжатии и прочность при раскалывании:

$$\epsilon'_y = \frac{R_{\text{раск}}(1+0,007R_{\text{сж}})}{4 \cdot 10^3 R_{\text{сж}}}$$

На рис. 26 сопоставлены величины ϵ_0 , ϵ_y и ϵ'_y для бетонов различных серий образцов, изготовленных

в каждом отдельном случае из бетона одного состава. При самых разнообразных сочетаниях заполнителей и цементов, с пластифицирующими добавками и без них, при разных водоцементных отношениях было получено близкое совпадение величин деформаций. Это дало возможность, обработав результаты прочности при сжатии и прочности при растяжении раскалыванием контроль-

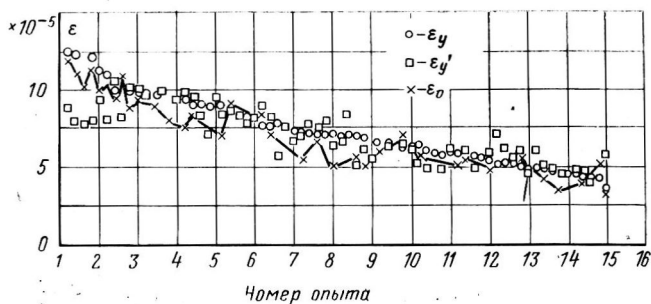


Рис. 26. Сопоставление растяжимости цементных растворов и бетонов, определенной при растяжении восьмерок и двумя косвенными способами (ϵ_0 , ϵ_y и ϵ'_y).

ных образцов производственного бетона на разных гидротехнических строительствах, оценить величину деформативности бетона, уложенного в сооружения.

Определение ϵ'_y по второму способу имеет ряд преимуществ по сравнению с определением по первому способу, основанному на измерении динамического модуля упругости. Одно из них — возможность использования производственных образцов, которые изготавливаются на строительстве, как для определения прочности при сжатии, так и для определения прочности при растяжении раскалыванием. В этом случае можно использовать как кубы со срезанными ребрами, так и цилиндры, которые обычно изготавливаются на строительствах при испытании на водонепроницаемость. В производственные стандартные образцы укладывается бетонная смесь крупностью до 50—60 мм, т. е. имеющая состав, близкий к производственному.

Произведенные вычисления деформации производственного бетона открывают возможность в дальнейшем при проведении контроля качества бетона оценить

столь важную для трещиностойкости величину, как растяжимость бетона.

В табл. 14 приведены средние значения вычисленных величин деформаций для различных партий бетонов на ряде строителъств, а на рис. 27 — пример распределения величин деформации и ее обеспеченность на некоторых из них.

Таблица 14

Строитель- ство и № партии	Возраст бетона, сутки	Марка бетона	Деформа- тивность $\times 10^3$ (при наиболь- шей обес- печенности)	Строитель- ство и № партии	Возраст бетона, сутки	Марка бетона	Деформа- тивность $\times 10^3$ (при наиболь- шей обес- печенности)
A/1	28	150	5,0	B/1	180	200	7,2
A/1	28	150	6,2	B/2	180	200	7,9
A/2	28	150	4,0	B/3	28	200	6,9
A/2	28	150	5,0	Г/1	28	250	7,6
A/3	180	200	9,0	Д/1	28	250	8,0
A/4	180	100	5,0	Д/2	28	300	7,5
B/1	180	250	10,0				

Из рис. 27 видно, что обеспеченность величин деформации, которые можно считать наиболее вероятными для каждой партии, довольно хорошая. Разброс значений невелик, и кривые имеют явно выраженные пики. Чувствительность нового метода определения деформации производственного и лабораторного бетона достаточно большая. Это видно из того, что разные партии выявили различную характерную для них наиболее вероятную величину предельной деформации. Что касается величины деформативности, то она укладывается в пределы, которые получены определением деформации при непосредственном измерении тензодатчиками. В таком большом объеме оценка предельной растяжимости бетона на строительстве была сделана впервые, что оказалось возможным благодаря использованию предложенных упрощенных методов.

В результате разработки описанных выше методов стало возможным не только производить массовые измерения растяжимости образцов производственного бетона, но и разработать ускоренный метод контроля деформативности (растяжимости) бетона.

Ускоренный метод позволяет производить большое число испытаний, которые можно обобщить и статически обработать, для получения наиболее вероятного значения деформации контрольного бетона и сравнения этой величины с заданной в проекте.

Новые способы оценки деформативности бетона могут быть использованы для исследования отдельных вопросов, изучить которые путем испытания восьмерок представляется весьма трудоемким. К числу таких мало изученных вопросов относится вопрос о влиянии крупности образцов на деформативность и соответственно влиянии крупности заполнителей (которая зависит от размеров образца) на эту величину.

Немногочисленные опыты в этом направлении не позволяют к настоящему времени составить окончательное представление о том, зависит ли деформативность от размеров образца в такой мере, как прочность. В некоторых опытах, в частности в опытах ИИС Гидропроекта, изучалась зависимость деформации от крупности заполнителей на образцах одного размера (цилиндры диаметром 30 и высотой 30 см). Деформации измерялись датчиками, наклеенными с торцевой части цилиндров. Результаты исследования показали, что увеличение крупности заполнителей от 20 до 80 мм приводит к уменьшению величины деформации, за исключением образцов крупностью 40 мм, которые обнаружили максимальную величину деформации.

Во ВНИИГ были поставлены опыты в двух направлениях: влияния размера образца и изучение влияния крупности заполнителей на деформативность.

Испытания на прочность при сжатии и растяжении раскалыванием проводились на образцах-кубах размером $7 \times 7 \times 7$, $10 \times 10 \times 10$, $15 \times 15 \times 15$ и $20 \times 20 \times 20$ см. Крупность заполнителя гравия или щебня для всех бе-

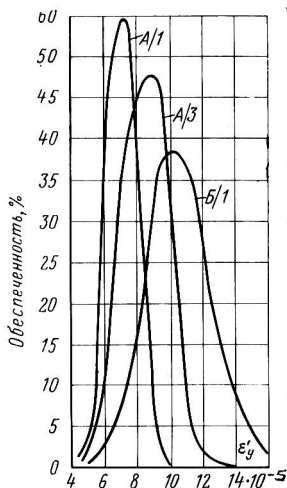


Рис. 27. Обеспеченность деформаций контрольных образцов на разных строительных объектах. Обработка данных по зависимости ВНИИГ.

тонных смесей была 20 мм. Кроме того, параллельно на образцах того же размера измерялась деформативность раствора (табл. 15).

Таблица 15

Размеры образцов-кубов, см	Деформативность $\varepsilon'_y \cdot 10^6$		
	Раствор	Бетон на гравии	Бетон на щебне
7×7×7	8,5	8,70	8,75
10×10×10	7,9	8,35	8,70
15×15×15	7,4	6,95	7,80
20×20×20	7,0	6,85	7,20

Учитывая малочисленность наших опытов, пока охарактеризовать результаты можно только с качественной стороны (без коэффициентов пересчета деформативности при тех или иных размерах образцов). В пределах используемых размеров образцов довольно четко выявилось некоторое уменьшение деформативности при переходе от образцов размером 7×7×7 см к образцам размером 15×15×15 см. Этот вопрос подлежит дальнейшему изучению.

Как известно, в соответствии с требованием стандарта допускаемые размеры крупного заполнителя для бетона зависят от размеров и формы образца и размеров конструкции или наименьшего расстояния между ближайшими стержнями арматуры. В связи с этим при приготовлении образцов из бетонной смеси, содержащей заполнители значительных размеров (например, 60—80 мм), необходимо проводить испытания бетона на осевое растяжение на образцах-восьмерках с поперечным сечением 20×20 или даже 30×30 см. Опыты на образцах-восьмерках таких размеров очень немногочисленны. Из общих сведений о влиянии размеров крупного заполнителя на растяжимость следует отметить, что наиболее распространенным является мнение об уменьшении величины предельной растяжимости с увеличением крупности заполнителей. Уменьшение растяжимости в указанном случае объясняют повышенной неоднородностью бетона, некоторым ослаблением контактов между заполнителем и раствором, особенно в бетонах с повышенной осадкой конуса в связи с возможностью скопления воды

под крупными зернами заполнителей, и другими причинами.

Изучение влияния размеров заполнителей на величину растяжимости было основано на испытании образцов кубов размером $20 \times 20 \times 20$ см на прочность при сжатии и растяжении раскалыванием для определения ϵ'_y (табл. 16). У первой серии образцов при сохранении во-

Таблица 16

№ серии образцов	Состав бетона	Марка цемента	Расход цемента, кг/м ³	Осадка конуса, см	Содержание песка в смеси заполнителей	Максимальная крупность заполнителей, мм	Деформативность $\epsilon'_y \cdot 10^5$
1	1:3,82:3,40	400	268	3	0,53	20	6,90
1	1:3,22:5,43	400	240	3	0,37	40	6,45
1	1:3,36:6,20	400	222	3	0,35	60	6,45
2	1:4,12:3,68	400	250	1	0,53	20	6,56
2	1:3,12:5,26	400	250	5	0,37	40	6,30
2	1:3,36:6,20	400	250	8	0,35	60	5,80
3	1:3,68:3,28	500	280	4	0,53	20	7,53
3	1:3,10:5,22	500	250	4	0,37	40	7,90
3	1:3,22:5,90	500	234	4	0,35	60	7,40

доцементного отношения осадка конуса также оставалась постоянной, а расход цемента и состав бетона изменялись для каждой партии. У второй серии образцов при одном расходе цемента и одинаковом водоцементном отношении осадка конуса значительно изменялась для каждой партии, увеличиваясь с увеличением крупности заполнителей. Третья серия образцов изготовлена так же, как и первая, т. е. при сохранении одинаковых осадки конуса и водоцементного отношения расход цемента изменялся для каждой партии. Из табл. 16 видно, что у первой и второй серий образцов можно усмотреть некоторое уменьшение ϵ'_y с увеличением крупности заполнителей; более четко это уменьшение заметно у второй серии образцов, у которой изменяется осадка конуса и, по-видимому, могут сказаться эффекты водоотделения и расслоения бетонной смеси. Наряду с этим у третьей серии образцов влияние крупности заполнителей на ϵ'_y не выражено. Полученные данные показывают, что в настоящее время нет оснований считать твердо установленным отрицательное влияние крупности заполнителей на растяжимость бетонов и выставлять требование

уменьшения крупности заполнителей с целью повышения трещиностойкости.

Увеличение крупности заполнителей до определенного предела (80—120 мм) рационально для бетона массивных гидротехнических сооружений в связи с возможностью уменьшения расхода цемента и увеличения объемного веса бетона в гравитационных плотинах.

По мере накопления данных исследований и натуральных наблюдений за сооружениями будут более четко выявлены факторы, при которых изменение крупности

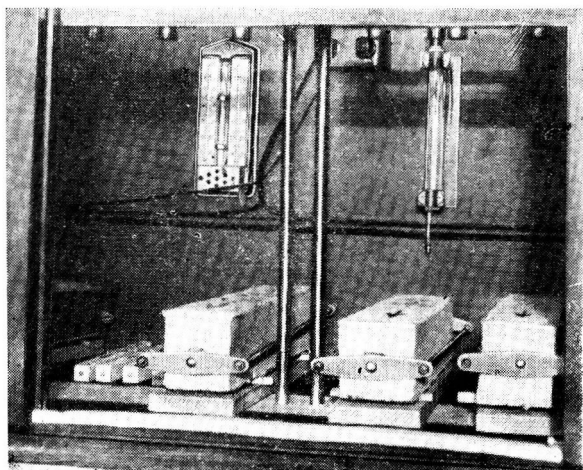


Рис. 28. Стенд для выдерживания образцов при испытании на усадку.

заполнителей оказывает влияние на растяжимость. Можно предположить, что крупный заполнитель в ряде случаев может даже повышать трещиностойкость, так как при хорошем сцеплении крупного заполнителя с расторной составляющей отдельная трещина, выклиниваясь на заполнитель, будет локализована и не окажется сквозной по блоку или сооружению.

Усадка бетона является одним из его свойств, связанных с трещиностойкостью. Для получения надежных результатов измерения усадки необходимо выдерживание образцов при определенных в течение всего времени хранения температуре и влажности. С этой целью в ла-

бораториях оборудуются специальные стенды или изотермические комнаты, в которых хранятся образцы. Иногда для этой цели используются большие термостаты. На рис. 28 показан испытательный стенд лаборатории бетона ВНИИГ, в котором проводились опыты по усадке. Стенд позволяет испытывать одновременно десятки образцов. Параллельно с этим образцы хранились в термостате типа Т-824 (ИЛМ). Колебания температуры

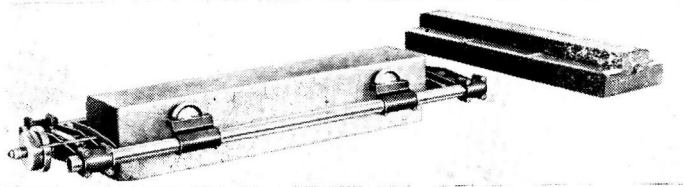


Рис. 29. Прибор для испытания бетона на усадку.

в стенде были от 16 до 20° С, колебания температуры в термостате — от 23 до 32° С. Влажность в обеих камерах, как правило, поддерживалась близкой к 60%.

В СССР метод измерения усадки не стандартизован. В большинстве случаев, если усадка бетона измеряется по величине укорочения призм размером 10×10×50 см, используют прибор Амслера (рис. 29), позволяющий определять изменения длины с точностью до $0,5 \cdot 10^{-3}$. Этот способ измерения, как и прибор, является стандартным в ряде зарубежных стран. Результаты определения усадки выражают отношением величины уменьшения длины образца к первоначальной длине образца (мм/м). Образцы хранятся отдельно от измерительного прибора. Усадку образцов из раствора, которые обычно бывают меньше по размеру, чем бетонные образцы, определяют, как правило, индикаторами, прикрепленными к специально изготовляемой по размеру образца металлической раме. Образцы-балочки из раствора, используемые для измерения усадки, имеют размеры 2×2×25 (рис. 30) или 4×4×16 см. Кроме того, усадку измеряют миниметрами, которые прикрепляются к каждому образцу на все время его хранения.

По вопросам измерения усадки и способа подготовки образца до настоящего времени нет единого мнения. Так, наряду с определением усадки образца, все поверх-

ности которого открыты и доступны высыханию, в ряде случаев усадку измеряют на образцах, стороны которых защищены водонепроницаемым покрытием с четырех сторон и у которых высыханию доступны только торцевые поверхности.

В большинстве современных исследований параллельно с усадкой измеряется второй фактор — потеря влаги; при этом усадку относят к единице потерянной воды. Возможны два критерия оценки усадки: величина полного укорочения образца к данному времени, отнесенная к весу всей испарившейся воды, а также отношение величины усадки в определенные промежутки времени к весу испарившейся за это время воды.

Несмотря на то, что все различия между указанными величинами на первый взгляд могут показаться незначительными, изменение последних со временем различно и выбор критерия, который может быть использован при подборе бетонов или выборе цементов с наименьшей усадкой в определенных условиях, является достаточно сложным и требующим накопления и обобщения экспериментальных данных.

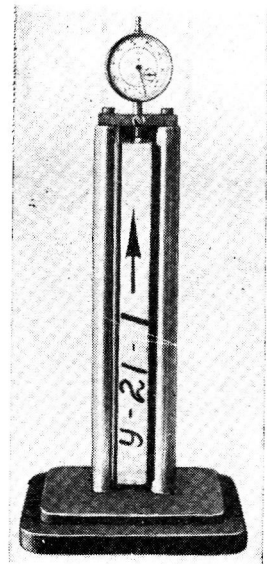


Рис. 30. Прибор для испытания раствора на усадку.

Связь усадки и трещинообразования в большинстве исследований рассматривают в сопоставлении с предельной растяжимостью бетона или раствора в определенном возрасте либо оценивают по времени появления трещины в образце, усадка которого искусственно затруднена. Такой подход к решению проблемы можно признать оправданным, так как в конечном итоге сопротивляемость раствора и бетонов растягивающим усилиям от усадки зависит от их предельной растяжимости и в первую очередь рвутся связи, подверженные растягивающим напряжениям.

Тепловыделение цемента приводит к разогреву бетонного массива, поэтому оно является одним из факторов,

обуславливающих трещинообразование в бетоне, особенно в гидротехнических сооружениях.

Ниже перечислены основные методы определения тепловыделения, нашедшие наибольшее применение в отечественной практике исследований.

Метод растворения основан на законе Гесса, согласно которому изменение теплосодержания системы при переходе ее из одного состояния в другое не зависит от пути перехода, а определяется только начальным и конечным состояниями системы. По этому методу величина тепловыделения определяется разностью между теплотой растворения гидратированного цемента и теплотой растворения негидратированного цемента в одинаковом растворителе (обычно в качестве растворителя применяют смесь азотной и плавиковой кислот). Для проведения опыта используют цемент или отдельные клинкерные минералы в виде порошков. Достоинством метода растворения являются его высокая точность и возможность измерения величины тепловыделения цемента в течение долгого периода гидратации. Так, известны наблюдения за процессом гидратации цемента с замером теплоты гидратации в течение года, т. е. продолжавшиеся практически до определения полной величины тепловыделения. Метод растворения нашел широкое применение в отечественной и зарубежной практике исследований по цементу, а для некоторых стран (Великобритания, Австралия, США и Япония) он является стандартным. Этот метод считается, однако, недостаточно надежным при определении теплоты гидратации пуццолановых цементов, а также при расчетах термонапряженного состояния бетона, поскольку нельзя учесть специфику структуры бетона.

Методом растворения получены были фундаментальные сведения о величинах тепловыделения клинкерных минералов, которые позволили сравнить их в отношении их роли в повышении температуры при гидратации цемента. Величины тепловыделения, полученные этим методом для цементов в поздние сроки твердения (от 28 суток до 1 года), являются до настоящего времени единственными данными о кинетике длительного тепловыделения цементов.

Термосный метод является весьма распространенным способом измерения тепловыделения в изотермической среде. Объем образца (термос с цементным

раствором) при таком способе обычно составляет 1—2 л (в зависимости от размера термосной колбы). Образец с термосом погружается в воду, температура которой поддерживается постоянной, близкой к начальной температуре изучаемого раствора или бетона, в течение всего опыта. Величина тепловыделения вычисляется по разности температур (начальной и опытной) в разные периоды времени с учетом характеристики остывания, установленной для каждого термоса. Теплоту гидратации цемента q вычисляют как частное от деления общего количества теплоты, выделившейся за данный промежуток времени, Q на вес цемента g :

$$q = \frac{Q}{g}, \text{ кал/г.}$$

количество теплоты Q определяется по формуле

$$Q = C_p(t_x - t_0) + Q_k F_{0-x}.$$

где C_p — тепловое значение, *кал*, термоса с цементным раствором, вычисляемое по формуле (для каждого испытания) $C_p = 0,2$ веса цемента + $0,2$ веса песка + вес воды + C .

Здесь C — тепловое значение собранного термоса, определяемое по формуле

$$C = 0,2 \frac{g}{2} + 0,45 \frac{g_1}{2} + 0,2g_2 + 0,03g_3 + \\ + 0,11g_4 + 0,45g_5 + 0,46V,$$

где g — вес термоса, *г*; g_1 — вес корковой пробки, *г*; g_2 — вес стеклянной трубки для термометра, *г*; g_3 — вес ртути в стеклянной трубке, *г*; g_4 — вес цилиндрического сосуда из жести, *г*; g_5 — вес пробки на дне термоса, на которую устанавливается сосуд из жести, *г*; V — объем части термометра, погружаемой в цементный раствор, *см³*; t_0 — начальная температура цементного раствора, °C; t_x — температура цементного раствора в конце данного промежутка времени, °C; Q_k — константа теплоотдачи термоса, *кал/(ч·°C)*; F_{0-x} — площадь между кривой температуры раствора и линией температуры термостата, нанесенными на график, за отрезок времени от 0 до τ в координатах градусы — часы.

Площадь, расположенную ниже линии температуры термостата, вычитают из площади, расположенной выше этой линии.

Определение теплоты гидратации цементов для ориентировочных предварительных расчетов может быть выполнено на основании данных минералогического состава цемента по следующей формуле:

$$q_{\tau} = a C_3S + b C_2S + c C_3A + d C_4AF,$$

где q_{τ} — теплота гидратации цемента через τ дней твердения, кал/г; a, b, c, d — коэффициенты; C_3S, C_2S, C_3A, C_4AF — содержание соответствующих минералов цемента, %.

Значения коэффициентов a, b, c, d могут приниматься по табл. 17.

Таблица 17

Продолжительность твердения	a	b	c	d
3 суток	0,929	0,159	1,517	-0,119
7 суток	1,093	0,231	2,069	-0,414
28 суток	1,142	0,153	2,299	+0,140
3 мес.	1,183	0,231	2,458	+0,332
6 мес.	1,220	0,445	2,457	+0,382
12 мес.	1,269	0,532	2,525	+0,400

По величине теплоты можно рассчитать температуру и тепловыделение, которые имел бы цемент при отсутствии остывания, т. е. в условиях, близких к адиабатическим. При измерении тепловыделения термосным методом в изотермической среде в течение 6—7 дней происходит практически выравнивание температуры в образце и изотермической среде и дальнейшее проведение опыта становится невозможным. Это один из недостатков метода. Однако преимуществом этого метода по сравнению с методом растворения является то, что достаточно просто и точно можно измерять тепловыделение бетона, хотя крупность заполнителя ограничена размерами образца, обусловленного размерами колбы.

В массивных бетонных сооружениях в первые сутки, а иногда и месяцы теплоотдача практически не имеет места. В этом случае бетон твердеет в адиабатических условиях. В связи с этим наиболее полно определяет

условия и величину тепловыделения массивного бетона адiabатический метод измерения. Адиабатический режим предполагает отсутствие теплопотерь; практически это достигается тем, что в среде, окружающей

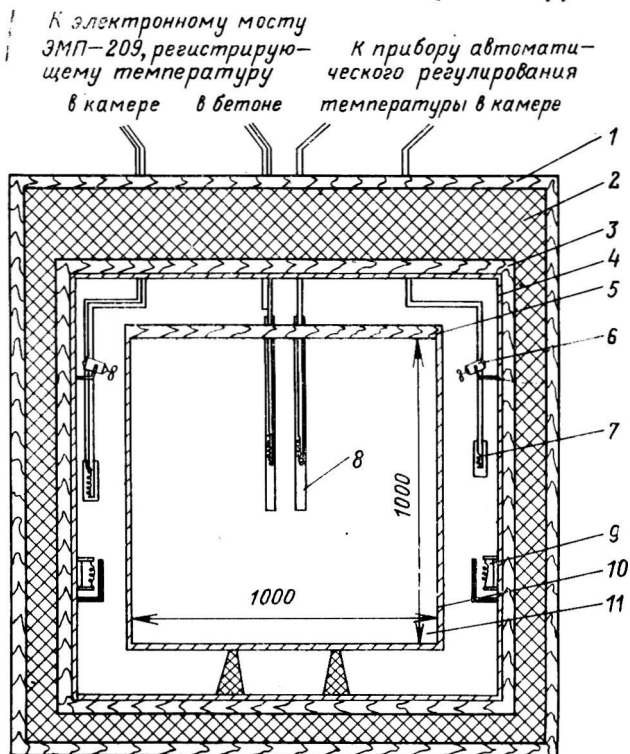


Рис. 31. Схема прибора ВНИИГ для определения тепловыделения бетона, твердеющего в адиабатических условиях.

1 — деревянная обшивка (наружная); 2 — теплоизоляция; 3 — деревянная обшивка (внутренняя); 4 — металлическая обшивка; 5 — крышка формы; 6 — вентилятор; 7 — термометр сопротивления; 8 — медная гильза; 9 — нагревательный элемент; 10 — форма для бетонной смеси; 11 — бетон.

образец, в течение всего времени испытания поддерживается температура, равная или отличающаяся на незначительную величину от той, которая достигается в образце в результате тепловыделения цемента.

Адиабатический калориметр (рис. 31) состоит из камеры с теплоизолированными стенками нагревательных

элементов, устройства для автоматического регулирования температуры в камере и прибора, регистрирующего температуру путем записи на ленту [Л. 34].

Для поддержания в адиабатической камере температуры, равной температуре в бетоне, используется обычная мостиковая схема, сопротивление (термометр сопротивления T_1) одного плеча которой помещается в испытуемый бетон, а сопротивление T_2 второго плеча — в камеру. Если температура бетона и камеры одинакова, стрелка гальванометра стоит на нуле и мостиковая схема уравновешена. Как только температура в бетоне повысится, сопротивление T_1 изменится в сторону увеличения и мостиковая схема станет неуравновешенной, в результате чего стрелка гальванометра отойдет от нулевого положения и включатся нагревательные камеры. Когда температура бетона и камеры выравняются, стрелка гальванометра займет нулевое положение и нагреватели отключатся и т. д.

В качестве нагревательных элементов использованы обычные лампы накаливания общей мощностью около 500 *вт*, чего вполне достаточно для поднятия температуры в пространстве, окружающем образец.

При низких начальных температурах бетонной смеси (от 0 до 20 °С) предусмотрено принудительное охлаждение адиабатической камеры до необходимой температуры с помощью фреонового холодильного агрегата или ванночек со льдом, помещаемых в камеру.

Для равномерного распределения температуры в камере смонтированы два вентилятора мощностью 200 *вт*, обеспечивающие надежное перемешивание воздуха в камере.

Измерение и регистрация температуры в бетоне и камере осуществляются автоматическим электронным уравновешенным мостом ЭМП-209.

Цилиндрические формы для проведения опытов с раствором и бетонами могут иметь достаточно большие размеры (до 1 м³).

Для предотвращения испарения влаги из бетона верхняя часть формы закрывается полиэтиленовой пленкой или герметическими крышками.

Для определения теплоты гидратации цемента в бетоне или растворе необходимо иметь металлическую цилиндрическую форму с герметической крышкой с размером $h=d$ от 30 до 100 *см* и медную трубку с одним

запаянным концом (диаметр трубки 2 см, длина равна половине высоты формы $h/2$).

При проведении опыта предварительно взвешивают форму с крышкой и трубкой, затем готовят бетонную смесь, которую закладывают в форму, вибрируют ее и одновременно вставляют в центр образца медную трубку.

Форма закрывается крышкой (трубку надо погружать с таким расчетом, чтобы ее конец выступал из отверстия в крышке на 3—5 мм), взвешивается и помещается в адиабатическую камеру. В медную трубку опускаются датчик температуры и датчик автоматического регулирования (датчики температуры и автоматики камеры постоянно находятся в камере), после чего в трубку заливают трансформаторное масло, а верх трубки закрывают пластилином.

Температура в адиабатической камере заранее подгоняется примерно к той начальной температуре, которая ожидается в бетоне. Далее закрывают дверь камеры, включают автоматическое регулирование для поддержания температуры камеры равной температуре в бетоне, включают электронный уравновешенный мост для записи температуры и вентилятор камеры.

В дальнейшем через определенные промежутки времени (1, 3, 7 суток) снимают показания температуры (совпадение температур камеры и бетона свидетельствует о нормальной работе калориметра).

Тепловые расчеты по определению удельного тепловыделения цемента в бетоне производятся по формуле

$$C_{б.с} = 0,2(g_{ц} + g_{п} + g_{щ}) + 0,9g_{в},$$

где $C_{б.с}$ — тепловое значение навески бетонной смеси; $g_{ц}$ — вес цемента; $g_{п}$ — вес песка; $g_{щ}$ — вес щебня (гравия); $g_{в}$ — вес воды.

Тепловое значение формы учитывают следующим образом:

$$C_{ф} = 0,115 \frac{g_{ф}}{2},$$

где $g_{ф}$ — вес формы.

Тепловое значение бетонной смеси с формой принимает вид

$$C_{общ} = C_{б.с} + C_{ф}.$$

Таблица 18

Теплота гидратации цемента, выделившаяся за данный промежуток времени, определяется по формуле

$$q = \frac{C_{\text{осм}}}{q_{\text{п}}} (t - t_0), \text{ кал/г,}$$

где t_0 — начальная температура бетонной смеси; t — температура в данном промежутке времени (1, 3, 7 суток).

В тех случаях, когда недостаточно знать удельное тепловыделение q , а необходимо знать максимально возможный подъем температуры, следует делать поправку на теплосъемность формы

$$\Delta t = \frac{C_{\Phi}}{C_{\text{б.с}}} (t - t_0).$$

Значение Δt необходимо прибавлять к показаниям термометров в соответствующие промежутки времени (1, 3, 7 суток).

Записи температур и расчетных величин рекомендуется производить по следующей форме (табл. 18).

На практике создание абсолютного отсутствия теплообмена (потери или притока тепла) невозможно. В лучшем случае температура среды равномерно отклоняется от температуры в образце в обе

Продолжительность опыта, сутки

Этапы вычислений	Продолжительность опыта, сутки							
	0	1	2	3	4	5	...	n
Показания термометров, °С	t_0	t_1	t_2	t_3	t_4	t_5		t_n
Подъем температуры $t-t_0$	0	t_1-t_0	t_2-t_0	t_3-t_0	t_4-t_0	t_5-t_0		t_n-t_0
Поправка на теплосъемность формы	0	Δt_1	Δt_2	Δt_3	Δt_4	Δt_5		Δt_n
Максимальная температура с учетом теплосъемности формы	t_0	$t_1+\Delta t_1$	$t_2+\Delta t_2$	$t_3+\Delta t_3$	$t_4+\Delta t_4$	$t_5+\Delta t_5$		$t_n+\Delta t_n$
Удельное тепловыделение, кал/г	0	q_1	q_2	q_3	q_4	q_5		q_n

стороны. В калориметре ВНИИГ отклонения температуры среды от температуры в образце характеризуются экспериментальной кривой, приведенной на рис. 32.

В термосном и адиабатическом калориметрах бетон твердеет в условиях возрастающей температуры (в начале опыта). Изменение температуры, как будет показано ниже, оказывает влияние на величину тепловыделе-

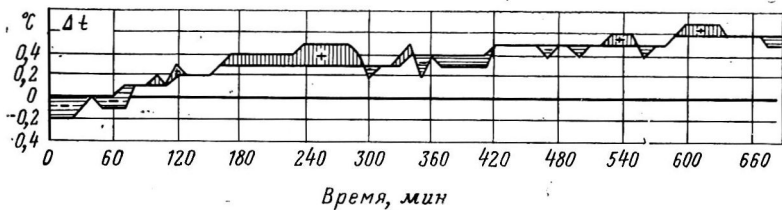


Рис. 32. Отклонения температуры в бетонном образце от температуры окружающей среды.

$\Delta t = t - t_0$, где t — температура бетона; t_0 — температура воздуха.

ния. Прибавочную величину тепловыделения вследствие повышения температуры в чистом виде целесообразно определять на изотермическом приборе.

Широкие исследования по изменению тепловыделения в изотермических условиях были поставлены в Дании. Для получения основных констант были использованы результаты измерений тепловыделения в цементной пасте (камне) с водоцементным отношением 0,40. Опыты ставились при постоянной температуре в кондуктивном калориметре, в котором тепло для поддержания постоянной температуры в образце отводилось с помощью лопастей и змеевика. Этим методом теплота гидратации измерялась в течение 72 ч. Экстраполяция на более длительные сроки была сделана на основе опытов измерений тепловыделения методом растворения (вплоть до 6,5 лет), что дало возможность установить максимально возможную теплоту гидратации, которая используется при вычислении температурно-временной зависимости. Изотермический калориметр используется также в некоторых отечественных исследованиях.

ВЛИЯНИЕ РАЗЛИЧНЫХ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ НА ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА БЕТОНА, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ ЕГО ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ

Основными технологическими факторами, от которых зависят величина и кинетика изменений основных свойств бетона, являются возраст бетона, изменения температуры, водоцементного отношения, расхода цемента, подвижность, а также вид и крупность заполнителей.

Влияние технологических факторов на деформативность бетона и растворов. Для определения наиболее достоверных величин было проведено большое количество испытаний для выявления влияния на деформативность бетонов и растворов различных факторов:

- 1) деформативности цементного камня;
- 2) домола цемента;
- 3) добавки молотого шлака к цементу;
- 4) добавки золы к цементу;
- 5) добавки нефелинового шлама;
- 6) минералогического состава цемента, в частности алюминатной составляющей;
- 7) поверхностно-активных добавок — пластифицирующей ССБ и воздухововлекающей СНВ;
- 8) добавки бентонита в небольших количествах;
- 9) водоцементного отношения ($B/C=0,45; 0,55; 0,65; 0,75$);
- 10) подвижности растворов;
- 11) возраста бетона (7, 28, 180 суток);
- 12) вида песков (обычный строительный речной песок, два вида карбонатных песков, искусственный гранитный песок, стандартный вольский песок);
- 13) гранулометрии песков (крупный и мелкий песок одного месторождения);
- 14) вида крупного заполнителя (гравий и щебень) при различных песках;
- 15) природы заполнителей (гранитных и карбонатных) после испытания образцов на морозостойкость переменным замораживанием и оттаиванием;
- 16) скорости нагружения и размера образцов.

Во всех опытах деформация измерялась при растяжении образцов-восьмерок, а также двумя описанными выше косвенными способами (ϵ_0 , ϵ_y и ϵ'_y).

На рис. 33 показаны результаты испытаний образцов-восьмерок из раствора, бетона и цементного камня на одном и том же цементе. Наблюдающееся увеличение относительной деформации раствора по сравнению с бетоном

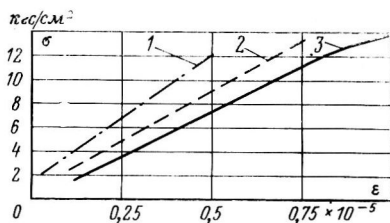


Рис. 33. Диаграмма деформация—напряжение.

1 — бетон; 2 — цементный камень; 3 — раствор.

можно объяснить приведенными выше соображениями о том, что при хорошем сцеплении цементного камня с песком включение песка в цементный камень, несмотря на кажущуюся неоднородность бетона, повышает общую растяжимость.

На рис. 34 приведены данные о влиянии водоцементного отношения на деформацию при осевом растяжении в разных сериях образцов, имеющих одинаковую подвижность (в результате чего с увеличением B/C расход цемента соответственно уменьшался). Таким образом, уменьшение относительной деформации с увеличением водоцементного отношения можно объяснить уменьшением прочности, а, кроме того, некоторым снижением количества цементного камня в бетоне.

Одним из вопросов, на который до сих пор не получено определенного ответа, является вопрос о влиянии возраста на величину предельной растяжимости бетонов.

Это обстоятельство не должно уменьшать интереса к столь важному вопросу, и ниже мы постараемся осветить причины, которые могут привести к противоречивым на первый взгляд выводам.

Под влиянием продолжающейся гидратации цемента изменяется пористость бетона, определяющая прочность, и, кроме того, со временем происходит изменение свойств цементного камня. Кристаллическая часть цементного камня возрастает за счет сокращения гелевой составляющей, что, с одной стороны, увеличивает жесткость, неподатливость структуры растяжению, а с другой, — ведет к обжатию заполнителей, так как гидрати-

рованный цементный камень несколько увеличивается в объеме.

Большинство опытов заставляет склоняться к тому, что со временем (до 180 суток) наблюдается некоторое увеличение деформативности бетона (предельной мгновенной). В табл. 19 приведены некоторые результаты испытаний различных бетонных образцов-восьмерок, изготовленных на различных цементах. Образцы в течение всего периода твердения находились в камере влажного хранения при нормальных условиях.

В табл. 19 не приведены составы и свойства бетона, так как они несравнимы; более того, не все бетоны испытаны в одинаковые сроки твердения. Тем не менее только при переходе от 180 к 360 суткам (испытания в промежуточные сроки отсутствуют) бетоны показали уменьшение растяжимости. Следует отметить, что испытанные до 360 суток (до 35—40 кгс/см² при испытании образцов-восьмерок) образцы хрупко разрывались, так как имела место, по-видимому, значительная кристаллизация цементного камня.

Наряду с этим отдельные исследователи отмечали максимальное значение растяжимости в 14 суток, 28 суток, а в последующие сроки — некоторый спад. Учитывая, что цементы, а возможно, и условия хранения между отдельными опытами не всегда сравнимы, а количество опытов по испытанию образцов-восьмерок из одного замеса в разные сроки твердения с одновременным измерением растяжимости пока относительно немногочисленно, нет оснований указывать определенный срок, в котором величина деформативности имеет максимальное значение.

На основании многочисленных опытов ВНИИГ и других исследовательских организаций можно сделать вывод о том, что увеличение прочности бетона способствует увеличению растяжимости и до определенного возраста (примерно до 150—180 суток) идет нарастание

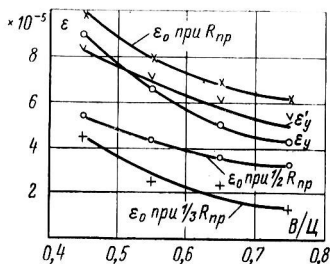


Рис. 34. Влияние водоцементного отношения на деформацию образцов-восьмерок при растяжении.

растяжимости образцов, хранящихся в нормальных температурно-влажностных условиях. Связь прочности и растяжимости сказывается в том, что все факторы, повышающие прочность бетона, увеличивают растяжимость.

Таблица 19

Предельная деформация $\epsilon_0 \cdot 10^4$ в возрасте, сутки						Автор исследования
3	7	28	90	180	360	
0,59	0,75	0,95	1,2	—	—	В. А. Николаев (Московский институт железнодорожного транспорта, 1959)
0,70	0,82	1,1	1,05	—	—	
0,80	0,90	0,95	1,00	—	—	
0,90	1,0	0,95	1,10	—	—	
0,80	0,85	1,00	1,00	—	—	
0,85	1,10	1,00	1,20	—	—	
0,35	0,40	0,68	—	0,90	0,70	Ц. Г. Гинзбург, Р. Е. Литвинова (ВНИИГ, 1956)
0,60	0,70	0,71	—	0,80	0,70	
0,30	0,45	0,50	—	0,70	0,65	В. В. Стольников, Р. Е. Литвинова (ВНИИГ, 1966)
0,45	0,56	0,66	—	0,70	0,50	
0,20	0,30	0,68	—	0,76	—	Р. Е. Литвинова, А. А. Борисов (ВНИИГ, 1968)
0,30	0,40	0,50	—	0,70	—	
—	0,60	0,80	—	1,00	—	Ц. Г. Гинзбург Г. В. Морозова (ВНИИГ, 1968)
—	0,68	0,95	—	1,10	—	
—	—	0,81	—	1,10	—	Ц. Г. Гинзбург Г. В. Морозова (ВНИИГ, 1968)
—	—	0,75	0,88	0,90	—	
—	—	0,90	—	1,05	—	Ц. Г. Гинзбург, В. А. Карышева (ВНИИГ, 1968)
—	—	0,86	—	1,00	—	
—	—	0,92	—	1,08	—	Ц. Г. Гинзбург, В. А. Карышева (ВНИИГ, 1968)
—	—	0,95	—	0,96	—	
—	—	1,03	—	1,18	—	Ц. Г. Гинзбург, В. А. Карышева (ВНИИГ, 1968)
—	—	0,98	—	1,15	—	
—	—	0,62	—	0,99	—	Ц. Г. Гинзбург, В. А. Карышева (ВНИИГ, 1968)
—	—	0,56	—	0,83	—	
—	—	0,41	—	0,60	—	

В табл. 20 показаны результаты испытания бетонных, растворных и цементных образцов при растяжении на обычном и домолотом цементах, испытанных в возрасте 28 суток. При повышении удельной поверхности с 3 000 $см^2/г$ (первоначальная) до 5 000 $см^2/г$ (после помола) растяжимость увеличилась примерно на 25% для раствора и на 15% — для бетона. В раннем возрасте (3—7 суток) следовало ожидать еще большего эффекта увеличения растяжимости от повышения удельной поверхности.

Сравнительные опыты по растяжению образцов-восьмерок из раствора и бетона были поставлены на пяти портландцементеах и трех смешанных цементах (40% шлака, 30% золы и 50% нефелинового шлама); добавки-отошатели смешивались при помоле вместе с клин-

Таблица 20

Образцы	Удельная поверхность портланд-цемента, $\text{см}^2/\text{г}$	Деформация $\epsilon_0 \cdot 10^5$			
		при $\frac{1}{3} R_{\text{пр}}$	при $\frac{1}{2} R_{\text{пр}}$	при $R_{\text{пр}}$ (частное)	при $R_{\text{пр}}$ (среднее)
Цементный камень	3 000	2,0	3,3	8,0	8,0
		1,8	3,1	9,5	
		2,1	2,9	7,4	
Цементный камень	5 000	3,2	5,2	11,5	11,2
		2,9	4,7	10,0	
		3,1	5,7	12,2	
Раствор	3 000	2,1	4,7	10,7	9,5
		2,5	4,6	9,5	
		2,7	4,3	8,2	
Раствор	5 000	1,4	3,2	10,5	10,2
		2,8	4,8	12,1	
		2,8	4,3	8,2	
Бетон	3 000	2,2	2,8	7,7	6,4
		1,8	2,5	5,5	
		0,7	3,1	6,0	
Бетон	5 000	1,9	3,1	7,7	7,2
		1,6	2,8	6,5	
		2,0	3,1	7,3	

кером цемента. Были использованы среднеалитовые (C_3S 48—50%), среднеалюминатные (C_3A 6—7%) и высокоалюминатные (C_3A 9—10%) портландцементы. Обнаружить закономерное влияние минералогического состава цемента на деформативность бетона не удалось. Введение добавок-отошателей не уменьшило заметно деформативность. Последнее обстоятельство имеет практическое значение, так как свидетельствует о рациональности введения в состав цемента в указанных пределах золы, нефелинового шлама или шлака, которые наряду с экономией цемента и уменьшением экзотермии практически не снижают растяжимости.

Предельная растяжимость бетона на перечисленных цементах в 28 суток составила при $V/C=0,6$ от $5,5 \cdot 10^{-5}$ до $7,2 \cdot 10^{-5}$ (табл. 21). Что касается более активных цементов марки 500, то они показали при прочих равных условиях несколько бóльшую растяжимость.

В литературе встречаются мнения о том, что цементы, способствующие образованию геля при гидратации в преобладающем количестве, должны увеличивать растяжимость бетона. По-видимому, это справедливо для цементного камня. В бетоне имеются другие, более эффективные регуляторы растяжимости, которые, как будет показано ниже, могут значительно изменить ее величину.

Таблица 21

Вид цемента	Деформация $\epsilon_0 \cdot 10^5$		
	при $1/2 R_{пр}$	при $R_{пр}$	при $R_{пр}$ (среднее)
Среднеалитовый среднеалюминатный портландцемент марки 500	3,6	6,6	6,9
	2,6	5,6	
	5,0	8,5	
Среднеалитовый среднеалюминатный портландцемент марки 400	2,8	5,1	5,7
	3,0	4,0	
	3,5	7,0	
Низкоалюминатный портландцемент марки 400	3,5	4,7	4,8
	3,5	5,2	
	3,2	4,5	
Низкоалюминатный портландцемент марки 500	3,1	7,8	7,2
	3,0	6,6	
	2,9	7,1	
Высокоалюминатный портландцемент марки 400	2,1	4,9	5,3
	2,3	5,0	
	2,6	6,0	
Смешанный портландцемент (60% портландцемента, 40% шлака)	2,8	6,3	5,9
	3,0	5,5	
	2,6	5,9	
Смешанный портландцемент (70% портландцемента, 30% золы)	2,2	6,3	6,2
	2,5	5,3	
	3,1	6,9	
Смешанный портландцемент (50% портландцемента, 50% нефелинового шлама)	2,5	5,8	5,2
	2,4	5,2	
	3,0	4,4	

Одним из наиболее существенных факторов, влияющих при прочих равных условиях на растяжимость бетона, являются вид и крупность песка. В табл. 22 и 23 приведены результаты непосредственных измерений деформации бетонных образцов-восьмерок, изготовленных на разных заполнителях при $V/C=0,60$ и испытанных в возрасте 28 суток. Аналогичные результаты (при разных песках) были получены так же на образцах из растворов; при этом растяжимость растворов, приготовлен-

ных на карбонатных искусственных песках, достигла очень высоких значений: $(14 \div 18) \cdot 10^{-5}$.

Большое значение при применении карбонатных заполнителей имеет их влажность. Влияние влажности заполнителей на свойства бетонной смеси и бетона можно представить себе для следующих случаев: 1) если заполнители не гигроскопичны, то количество удерживае-

Таблица 22

Песок	Крупный заполнитель	Деформация $\epsilon_0 \cdot 10^5$		
		при $R_{\text{пр}} 1/2$	при $R_{\text{пр}}$	при $R_{\text{пр}}$ (среднее)
Кварцевый средней крупности	Гравий	3,1	5,1	6,1
		3,0	6,0	
		3,5	7,1	
Кварцевый средней крупности	Гранитный щебень	3,0	7,1	6,9
		2,6	5,7	
		2,8	7,5	
Кварцевый средней крупности	Карбонатный щебень	3,1	7,2	7,8
		5,0	7,7	
		5,3	8,1	
Кварцевый средней крупности	Гравий	3,1	7,0	6,8
		2,7	6,5	
		3,2	6,9	
Кварцевый (в песке 5% глины)	Гравий	4,7	5,9	5,7
		5,8	5,1	
		3,1	6,1	

мой ими при увлажнении воды невелико и при затворении не может существенно отразиться на водоцементном отношении; 2) если заполнители пористы и их водонасыщение происходит медленно, то при применении их в сухом состоянии свойство впитывать воду в первый период значительно не повлияет на водопотребность и подвижность бетонной смеси; в то же время в дальнейшем, в период твердения бетона, медленно протекающий процесс водонасыщения будет фактически снижать водоцементное отношение и увеличивать прочность бетона; 3) если заполнители с низким объемным весом и большой пористостью применены в сухом состоянии, то часть воды, идущей на затворение, быстро впитывается в породу уже в период затворения; это требует обычно некоторого увеличения цементно-водной пасты для достижения заданных подвижности и прочности бетона.

Из изложенного видно, что в первом случае при применении влажных заполнителей, если вода, удержанная ими, учтена при расчете водоцементного отношения, количество цемента для достижения заданной прочности не изменяется по сравнению с сухими; во втором и третьем случаях применение влажных заполнителей в зависимости от степени их влажности может в дальнейшем сказаться на повышении прочности, так как часть пор будет уже заполнена водой.

Таблица 23

Состав бетона	Песок	Деформация $\epsilon_0 \cdot 10^3$		
		при $1/2 R_{пр}$	при $R_{пр}$	при $R_{пр}$ (среднее)
1:3,1:4,2	Естественный кварцевый средней крупности	3,6	6,6	6,8
		2,6	5,6	
		5,0	8,5	
1:2,3:3,0	Искусственный кварцевый	2,9	6,0	6,4
		4,2	8,0	
		2,5	5,2	
1:2,4:3,0	Карбонатный № 1	4,7	10,5	10,7
		5,0	11,0	
		5,0	10,7	
1:3,2:4,0	Карбонатный № 2	3,6	8,7	9,1
		5,0	9,5	
		6,8	9,1	
1:3,1:4,0	Естественный кварцевый (30%) и искусственный кварцевый (70%)	3,0	6,5	6,2
		2,4	6,3	
		2,6	6,1	
1:2,0:4,0	Мелкий кварцевый	2,8	5,0	5,4
		2,2	5,0	
		2,5	6,2	
1:3,2:4,0	Кварцевый монофракционный	1,7	3,1	3,7
		1,7	3,3	
		3,0	4,8	

Полученные результаты свидетельствуют, что при соответствующем увеличении количества цементно-водной пасты для придания нужной подвижности, зависящей от природы заполнителя, можно при сохранении одинакового количества воды (одинакового номинального водоцементного отношения: вода в заполнителях + вода в цементно-водной пасте) получить бетон с одинаковыми свойствами на влажных и сухих заполнителях.

В лабораторных условиях бетон на влажных заполнителях приготавливался следующим образом. Сначала подбирался бетон при заданных водоцементном отношении и осадке конуса при сухих заполнителях, затем готовилась навеска заполнителей, равная количеству песка и гравия в бетоне полученного состава, и доливалась вода, причем заполнители оставались в условиях, исключающих высыхание, на 1 ч и более. Затем добавлялись цемент и оставшая часть воды так, чтобы водопотребность бетона была такой же, как у бетона на сухих заполнителях. После перемешивания подвижность бетонной смеси на влажных заполнителях при прочих равных условиях (водопотребность, расход цемента, состав) оказалась меньшей, чем у бетонной смеси на сухих заполнителях. Для достижения первоначальной подвижности приходилось увеличивать либо водоцементное отношение, либо расход цемента.

Приготовленные бетоны испытывались на прочность при сжатии и растяжении, а также на морозостойкость. Большое количество образцов при различных водоцементных отношениях на сухих и влажных заполнителях было испытано на водонепроницаемость. Все образцы без исключения показали, что при использовании карбонатных заполнителей водонепроницаемость бетонов как на сухих, так и на влажных заполнителях получается достаточно высокой.

В табл. 24 приведены результаты испытания на прочность при сжатии и растяжении, а также деформации образцов карбонатного бетона, приготовленного на сухих и влажных заполнителях.

Как видно из табл. 24, для бетонов с различными комбинациями заполнителей при водоцементных отношениях 0,6 и 0,8 нельзя установить значительное влияние влажности заполнителей на прочность при сжатии и растяжении. Влажность заполнителей сказывается (в зависимости от особенностей карбонатных пород и их удельной поверхности) на увеличении расхода цемента для придания бетону первоначальной подвижности. Для бетона, приготовленного на кварцевом песке и гранитном щебне, влияние влажности заполнителей практически не сказывается на расходе цемента.

Значительное увеличение прочности при растяжении при замене гравия щебнем, особенно известняковым (табл. 25), наблюдалась также в других опытах [Л. 24].

Заполнители	В/Ц	Состояние за- полни- телей	Состав бетона (песок: щебень)	Почность бетона, кгс/см ² , в возрасте 28 суток		$R_p/R_{сж} \cdot \%$	Деформация $\epsilon_0 \cdot 10^3$
				$R_{сж}$	R_p		
Кварцевый песок, гранитный щебень	0,6	Сухие	1:5,5	239	28	11	8,0
	0,6	Влажные	1:5,5	226	25	11	7,1
	0,8	Сухие	1:6,6	114	14	12	5,5
	0,8	Влажные	1:6,6	127	16	12	6,0
	1,0	Сухие	1:7,1	100	11	11	4,6
Карбонатный песок (саратовский), карбо- натный щебень (сара- товский)	0,6	Сухие	1:2,6	265	32	12	8,6
	0,6	Влажные	1:2,05	270	34	12	8,0
	0,8	Сухие	1:4,2	194	24	12	7,3
	0,8	Влажные	1:3,3	213	32	15	9,0
	1,0	Сухие	1:6,1	134	17	12	6,0
Карбонатный песок (саратовский), гранит- ный щебень	0,6	Сухие	1:3,4	273	26	9,0	7,6
	0,6	Влажные	1:3,0	275	23	9,0	7,0
	0,8	Сухие	1:6,0	186	24	12	6,1
	0,8	Влажные	1:5,3	197	26	13	6,8
	1,0	Сухие	1:6,5	157	17	11	5,6
Кварцевый песок, карбонатный щебень (саратовский)	0,6	Сухие	1:4,2	244	21	10	6,0
	0,6	Влажные	1:3,8	240	19	9	5,8
	0,8	Сухие	1:6,6	183	18	10	3,5
	0,8	Влажные	1:6,0	178	18	10	3,7
	1,0	Сухие	1:6,6	97	12	12	3,8
Карбонатный песок (красноярский), карбо- натный щебень (крас- ноярский)	0,6	Сухие	1:5,0	251	23	9	6,3
	0,6	Влажные	1:4,5	248	21	8	6,0
	0,8	Сухие	1:7,0	173	20	11	5,7
	0,8	Влажные	1:6,4	180	19	10	5,9
	1,0	Сухие	1:7,9	125	16	13	4,6
Карбонатный песок (красноярский), гра- нитный щебень	0,6	Сухие	1:5,2	255	27	10	7,4
	0,6	Влажные	1:4,8	260	25	10	6,8
	0,8	Сухие	1:6,9	186	18	10	5,6
	0,8	Влажные	1:6,3	180	17	9	5,3
	1,0	Сухие	1:7,5	129	14	11	5,0
Кварцевый песок, карбонатный щебень (красноярский)	0,6	Сухие	1:5,0	259	23	9	6,2
	0,6	Влажные	1:4,5	235	21	9	5,5
	0,8	Сухие	1:7,0	148	20	13	5,8
	0,8	Влажные	1:6,6	156	18	11	5,0
	1,0	Сухие	1:1,7	83	10	12	4,5

Испытания непосредственного сцепления заполнителей с цементным камнем и раствором, а также сопоставление величин сцепления с прочностью бетона при сжатии и растяжении показали, что наибольшее сцепление с цементным камнем обнаружил один из известняков, обладающий наименьшей способностью абсорбировать воду (0,18%). В качестве исследуемых заполни-

Таблица 25

Крупный заполнитель	Прочность при растяжении $R_{p'}$, кгс/см ²	$R_{p.щ}/R_{p.rp'}$, %
Гравий-песчаник	17,0	100
Дробленый гравий-песчаник	21,1	124
Гранит	23,0	135
Базальт	24,3	143
Известняк № 1	24,4	144
Известняк № 2	28,4	144
Известняк № 3	24,5	144

телей были выбраны песчаник, гранит и три вида известняков. Прочность сцепления между заполнителем и цементным камнем с увеличением водоцементного отношения уменьшается для всех видов заполнителей. Полировка и даже распиловка заполнителей значительно уменьшили сцепление по сравнению с естественными заполнителями; после дробления сцепление возросло на 15—30%.

Влияние возраста образцов, испытанных в возрасте 3, 7, 28, 90 суток, сказалось в повышении прочности сцепления заполнителя и цементного камня для всех видов заполнителей; особенно большое нарастание сцепления было обнаружено с увеличением возраста между известняком и цементным камнем, что авторы исследования объясняют химическим взаимодействием известняка и цемента [Л. 51, 62].

Нам представляется, что установленное для всех видов заполнителей увеличение сил сцепления с цементным камнем во времени (до 90 суток) путем непосредственного измерения сцепления свидетельствует в пользу того, что растяжимость также должна возрастать во времени. Характерно, что аналогичные опыты, поставленные на образцах, в которых крупный заполнитель был окружен не цементным камнем, а раствором, пока-

зали несколько другие закономерности [Л. 51]. Сцепление с раствором оказалось максимальным, так же как и с цементным камнем, у известняка. С увеличением водоцементного отношения значительно снизилась прочность при сжатии и растяжении, однако сцепление между заполнителем и раствором изменилось незначительно. Авторы объясняют это правильно подобранным раствором без водоотделения: количество воды на поверхности песчинок определяется степенью их смачивания и не зависит от водоцементного отношения, а именно эта пленка определяет силы сцепления. Однако причина этого явления оказалась недостаточно выясненной.

При одинаковых водоцементных отношениях сцепление заполнителя с цементным камнем оказалось больше, чем с раствором. Это дало основание предположить, что увеличение доли песка будет уменьшать прочность образцов. Экспериментально это предположение подтвердилось.

Сопоставление прочностей показало, что прочность сцепления между заполнителем и цементным камнем составляет от 41 до 91% прочности самого цементного камня в зависимости от шероховатости поверхности заполнителей и водоцементного отношения.

Другие непосредственные измерения сцепления заполнителя с цементным камнем и раствором при разных углах трения показали [Л. 51], что водоцементное отношение оказывает большое влияние на прочность раствора при сжатии, несколько меньшее — на прочность при растяжении и практически небольшое — на прочность связи на срез и угол трения на поверхности раздела заполнитель — раствор или заполнитель — цементный камень. Эти опыты были дополнены прямым испытанием бетонных цилиндров на прочность и изучением поверхности разрушенного бетона под микроскопом. Они подтвердили выводы авторов о том, что шероховатость заполнителей — важный фактор, определяющий прочность сцепления.

Влияние попеременного замораживания и оттаивания на деформативность изучалось прямыми и косвенными способами. Образцы изготовлялись на различных заполнителях. Испытания образцов состава бетона 1 : 3,2 : 4,0 проводились при $V/C=0,6$ в возрасте 28 суток. Опыты проводились до 100 циклов замораживания и оттаивания (табл. 26).

Из табл. 26 усматривается, как указывалось выше, более высокая растяжимость бетонов на карбонатном заполнителе по сравнению с бетоном на гравии.

Введение поверхностно-активных добавок ССБ и СНВ в растворы и бетоны не вызвало значительного увеличения деформативности. Некоторая тенденция к увеличению растяжимости отмечается в случае введения воздухововлекающей добавки СНВ.

Таблица 26

Заполнитель	Число циклов замораживания и оттаивания	Деформация $\epsilon_0 \cdot 10^5$		
		при $1/2 R_{пр}$	при $R_{пр}$	при $R_{пр}$ (среднее)
Гравий, песок строительный	0	2,7	6,0	6,6
		3,6	7,3	
		3,3	6,7	
Гравий, песок строительный	50	3,0	8,2	7,1
		2,5	7,1	
		1,2	5,1	
Гравий, песок строительный	100	2,3	6,0	6,0
		2,2	3,0	
		2,8	9,0	
Карбонатный щебень, искусственный песок	0	3,6	8,7	9,0
		5,0	9,5	
		3,3	9,0	
Карбонатный щебень, искусственный песок	50	4,3	7,5	9,0
		3,8	10,5	
		3,2	9,5	
Карбонатный щебень, искусственный песок	100	3,5	9,7	7,8
		3,8	6,5	
		2,9	7,2	

При сравнении бетонов разной подвижности более высокую растяжимость обнаружили бетоны с осадкой конуса 3—4 см. Жесткие смеси показали меньшую растяжимость.

На деформативность бетона влияют также общая пористость и структура бетона. Опыт показывает, что бетоны на легких пористых заполнителях или искусственном керамзитовом заполнителе дают относительно большую деформативность. Характерны в этом отношении опыты [Л. 10], результаты которых мы приводим на рис. 35; деформативность керамзитобетона оказалась большей, чем раствора. Однако бетон на легких и пористых заполнителях, несмотря на такое преимущество, не всегда может заменить тяжелый бетон, так как

прочность и объемный вес таких бетонов значительно ниже, чем у обычных бетонов. В отдельных случаях способность к значительным деформациям дает возможность отдать предпочтение именно легким бетонам.

Что касается влияния температуры на деформативность, то повышение температуры увеличивает деформативность бетонов в раннем возрасте наряду с прочностью.

Имеются также и другие исследования, которые показали, что длительное твердение бетона при малых положительных температурах (около 3—5° С) увеличивает прочность и растяжимость бетонов по сравнению с твердением при 20° С, что объясняется более спокойным медленным образованием кристаллического сростка, приводящим к образованию меньшего числа микротрещин, что в конечном итоге повышает прочность бетона на растяжение в поздние сроки.

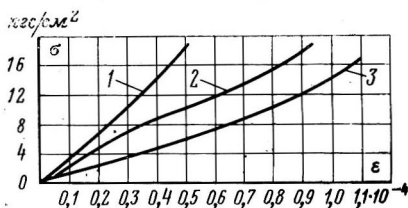


Рис. 35. Деформация бетонов при растяжении на обычном и керамзитовом заполнителях. $V/C=0,60$; возраст 30 суток.

1 — обычный бетон; 2 — раствор; 3 — керамзитобетон.

Из приведенного ясно, что наиболее заметное влияние на изменение

деформативности оказывают вид заполнителей, особенно песок, тонкость измельчения цемента и его содержание в бетоне. Однако следует учитывать, что деформативность представляет собой комплексное свойство, одновременно зависящее от большого числа взаимосвязанных факторов. В этой связи было бы неправильно считать деформативность основой подбора состава бетона, так как эта характеристика, как показывает изучение, не является управляемой в такой степени, как, например, прочность бетона. Деформативность скорее должна рассматриваться в качестве производного свойства бетона определенного состава, спроектированного и подобранного по ведущим и относительно легко регулируемым характеристикам, к числу которых в первую очередь относится его прочность. Однако знание деформативности и ее последующий контроль в процессе строительства должны быть основаны на большом числе определений, обеспечивающих надежность расче-

тов термонапряженного состояния, для чего и предназначены предложенные выше косвенные методы. Наряду с деформативностью модуль упругости является важной характеристикой упруго-пластических свойств бетона и используется при расчетах термонапряженного состояния.

Влияние технологических факторов на модуль упругости бетона. Модуль упругости цементного раствора в возрасте 28 суток находится в пределах $1,5 \cdot 10^5$ — $3 \cdot 10^5$ кгс/см²; обычный бетон в том же возрасте имеет модуль упругости $1,8 \cdot 10^5$ — $4,5 \cdot 10^5$ кгс/см². Для отдельных очень прочных бетонов на тяжелых заполнителях величина модуля упругости, измеренного в начале кривой напряжение — деформация, может достигать до величин $5,0 \cdot 10^5$ — $5,5 \cdot 10^5$ кгс/см².

Модуль упругости, как и прочность, возрастает с увеличением возраста бетона и температуры. По данным ВНИИГ, если принять величину модуля упругости бетона в возрасте 28 суток за 100%, то его величина с течением времени будет изменяться в зависимости от марки бетона и вида цемента (табл. 27).

Т а б л и ц а 27

Вид цемента	Марка бетона	Модуль упругости, %, в возрасте, сутки			
		7	28	90	180
Портландцемент	150	75—83	100	106—114	113—120
	200	78—85,5	100	106—112	111—116
	300	82—87,5	100	104—110	107—112
Шлакопортланд- цемент	150	58—67,5	100	116—123	127—133
	200	61—70,5	100	113—119	115—125
	300	68—75	100	111—114	113—119

Модуль упругости в зависимости от температуры твердения бетона изменяется с повышением температуры от 5 до 50°С и с увеличением возраста бетона в течение первых 15 суток в соответствии с приведенными в табл. 28 данными, полученными в ЛПИ имени М. И. Калинина.

В более позднем возрасте влияние повышения температуры на модуль упругости сказывается значительно меньше.

Возраст бетона, сутки	Модуль упругости, %, при температуре, °С					
	5	10	20	30	40	50
3	18,2	45,4	100	159,5	186,0	204,5
5	29,9	49,3	100	133,0	137,0	140,2
7	40,0	91,2	100	106,0	116,3	117,3
10	54,6	77,4	100	103,2	105,6	107,0
15	71,7	87,0	100	103,0	106,5	106,5

Наши опыты по определению модуля упругости при растяжении восьмерок и параллельно динамического модуля упругости приведены на рис. 36. Как видно из графика, величина динамического модуля упругости

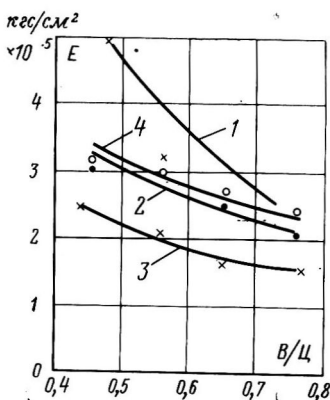


Рис. 36. Влияние водоцементного отношения на модуль упругости.

1 — $E_{ст}$ при $\frac{1}{3} R_{пр}$; 2 — $E_{ст}$ при $\frac{1}{2} R_{пр}$; 3 — $E_{ст}$ при $R_{пр}$; 4 — $E_{дин}$.

фактически приближается к величине статического, измеренного при напряжениях, составляющих около 50% предельной прочности на растяжение. На модуль упругости большое влияние оказывает вид крупного заполнителя. Ряд авторов отмечает особое влияние на модуль упругости крупности и количества песка в бетоне. При большом содержании песка (более 50—60%) наблюдается резкое падение модуля упругости; в то же время правильный подбор бетона приводит к повышению модуля упругости.

Влияние основных технологических факторов на усадку.

Образцы для испытания на усадку изготавливались из раствора и бетона и хранились одновременно при температуре 20 и 30° С в течение длительного периода времени. Принятые температуры твердения являются наиболее характерными для летнего периода укладки бетонной смеси многих районов строительства гидроэлектростанций.

Для основных опытов бетоны и растворы приготовлялись при двух водоцементных отношениях: 0,45 и 0,6.

Состав бетона	В/Ц	Температура хранения образцов, °С	Усадочные деформации, мм/м, в возрасте, сутки				
			7	14	28	60	90
Портландцемент марки 400:							
1:1,96:3,92	0,45	20	0,09	0,20	0,29	0,42	0,42
1:2,68:5,36	0,60	20	0,06	0,11	0,29	0,34	0,37
1:1,96:3,92	0,45	30	0,02	0,06	0,12	0,17	0,27
1:2,68:5,36	0,60	30	0,07	0,07	0,11	0,21	0,23
Портландцемент марки 300:							
1:1,96:3,92	0,45	20	0,05	0,15	0,26	0,31	0,31
1:2,68:5,36	0,60	20	0,08	0,21	0,31	0,40	0,42
1:1,96:3,92	0,45	30	0,12	0,16	0,28	0,35	0,38
1:2,68:5,36	0,60	30	0,15	0,20	0,27	0,30	0,34

В табл. 29 приведены результаты длительных измерений усадки бетонных образцов, твердеющих при указанных температурах, а в табл. 30 даны величины усадки растворов, хранившихся в тех же условиях. Растворы

Таблица 30

Состав раствора	В/Ц	Температура хранения образцов, °С	Усадочные деформации, мм/м, в возрасте, сутки				
			7	14	28	60	90
Портландцемент марки 400:							
1:1,96	0,45	20	0,35	0,77	1,06	1,12	1,14
1:2,68	0,60	20	0,25	0,67	1,06	1,16	1,22
1:1,96	0,45	30	0,60	0,80	0,94	1,04	1,06
1:2,68	0,60	30	0,72	0,78	0,94	1,06	1,06
Портландцемент марки 300:							
1:1,96	0,45	20	0,46	0,81	0,95	1,04	1,12
1:2,68	0,60	20	0,57	1,02	1,18	1,35	1,47
1:1,96	0,45	30	0,89	0,96	1,03	1,08	1,16
1:2,68	0,60	30	0,69	0,99	1,08	1,11	1,26

представляли собой мокрый отсеб от бетонных смесей. Растворы имели усадку 0,3—1,5 мм/м; в то же время бетоны показали усадочные деформации в период от 7 до 90 суток соответственно 0,02—0,50 мм/м, т. е. имели усадку меньшую, чем растворы, примерно в 10 раз в раннем возрасте и в 3 раза в возрасте 90 суток.

В опытах с растворами было обнаружено, что усадка в раннем возрасте (7 суток) значительно больше при твердении в термостате (30° С), чем на стенде (20° С). Этого следовало ожидать, если учесть, что в раннем возрасте происходит более интенсивное испарение влаги из бетона и раствора при 30° С, чем при 20° С. В то же время твердение при более высокой температуре способствует раннему набору прочности бетона. Таким образом, усадка при более высокой температуре твердения на воздухе определяется двумя противоположно действующими факторами: быстрой потерей влаги, увеличивающей величину усадки, и увеличением прочности бетона, способствующим повышению сопротивляемости бетона усадочным деформациям. Если обратиться к кинетике испарения воды из образцов при указанных двух температурах их твердения на воздухе, то можно заметить, что со временем количество испарившейся воды становится примерно одинаковым независимо от температуры и обнаруженные в возрасте 7 суток различия в количестве испарившейся из образцов воды и величине усадки не меняются в дальнейшем. На испарение воды, по-видимому, влияет плотность раствора и бетона, которая зависит от степени гидратации, в значительной мере зависящей от температуры твердения. Увеличение усадки растворов в раннем возрасте при повышенной температуре далеко не так отчетливо видно при измерении усадки бетонов, твердеющих в аналогичных условиях. Здесь, по-видимому, сказывается наличие в бетоне заполнителей, имеющих значительный модуль упругости.

В опытах обнаружено было, что влияние температуры на усадку различно в разные сроки твердения бетона. Практический вывод, который можно из этого сделать, состоит в том, что опасность усадочных деформаций при повышении температуры окружающей среды с точки зрения опасности трещинообразования наиболее велика в первые сроки твердения. В более позднем возрасте бетона (в пределах возможных температур воздуха) влияние одного только температурного фактора

на величину усадки менее значительно. Этот вопрос требует дальнейшего изучения.

Соблюдение обычного требования поддержания влажностного режима твердения бетона в раннем возрасте для предупреждения интенсивного испарения особенно важно также для устранения вредного действия повышенных температур. Это следует иметь в виду в тех случаях, когда бетон непосредственно после усадки подвержен быстрому высыханию при повышенной температуре наружного воздуха (например, бетонирование при помощи подвижной опалубки в сухом жарком климате).

На рис. 37 показаны типичные кривые усадки образцов из раствора. Усадка измерялась до 90 суток.

Проведенное сравнение усадок бетонов и растворов на двух цементах, значительно различающихся по содержанию алюминатов (3% C_3A и 8% C_3A), не обнаружило закономерной разницы в усадке.

В цементном камне влияние минералогического состава цемента на усадку сказывается значительно больше, и образцы из цементного камня с меньшим содержанием алюминатов в ряде опытов обнаружили меньшую величину усадки по сравнению с усадкой раствора на высокоалюминатных цементах. По-видимому, в условиях, когда предполагается возможность развития усадочных деформаций (жаркий климат, ветры и т. п.), низкоалюминатные цемента более предпочтительны, однако этот вопрос требует еще дальнейшего изучения [Л. 25].

Для большинства серий образцов увеличение V/C с 0,45 до 0,60 приводило к увеличению усадочных деформаций. При этом следует учитывать, что расход цемента в растворах и бетонах с $V/C=0,45$ был большим, чем

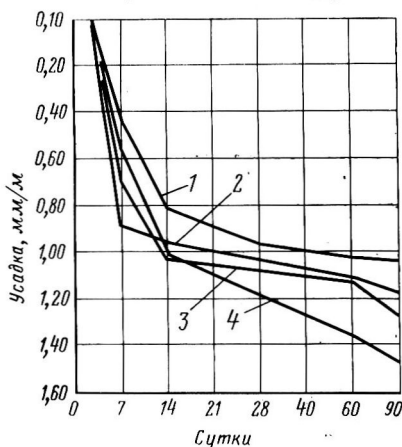


Рис. 37. Изменение усадки раствора во времени.

1 — $V/C=0,45$; $t=20^\circ C$; 2 — $V/C=0,45$; $t=30^\circ C$; 3 — $V/C=0,60$; $t=30^\circ C$; 4 — $V/C=0,60$; $t=20^\circ C$.

Таблица 31

Усадочные деформации бетона и раствора в возрасте, сутки

Состав бетона и раствора на портландцементе марки 400	В/Ц	Температура хранения образцов, °С	7		14		28		60		90	
			мм/м	мм/(м·с) 10 ⁻³	мм/м	мм/(м·с) 10 ⁻³	мм/м	мм/(м·с) 10 ⁻³	мм/м	мм/(м·с) 10 ⁻³	мм/м	мм/(м·с) 10 ⁻³
Бетон: 1:1,96:3,92 1:2,68:5,36 1:1,96:3,92 1:2,68:5,36	0,45	20	0,09	9,0	0,20	15,6	0,31	17,3	0,42	18,4	0,42	18,4
	0,60	20	0,06	5,0	0,11	5,6	0,29	8,7	0,34	12,0	0,37	13,0
	0,45	30	0,02	1,2	0,06	2,9	0,12	5,0	0,17	6,0	0,17	6,0
	0,60	30	0,07	2,5	0,07	3,6	0,11	6,0	0,21	6,1	0,23	6,3
	0,45	20	0,35	29,0	0,77	48,0	1,06	56,0	1,12	59,0	1,14	60,0
Раствор: 1:1,96 1:2,68 1:1,96 1:2,68	0,60	20	0,25	18,0	0,67	35,0	1,06	46,0	1,11	48,0	1,22	49,0
	0,45	30	0,60	33,0	0,80	36,0	0,94	43,0	1,04	47,0	1,06	48,0
	0,60	30	0,72	28,0	0,78	28,0	0,94	31,0	1,06	35,0	1,06	35,0

в таких же растворах и бетонах с $V/C=0,60$ (бетонная смесь имела одинаковую осадку конуса).

В ряде работ за меру усадки, как отмечалось выше, принимают изменение длины, отнесенное к единице объема испарившейся воды. В табл. 31 приведены данные об изменении усадки бетонов и растворов во времени и связи усадки с испарившейся водой. Полученные данные не дают основания в настоящее время делать окончательные выводы, но в первом приближении можно считать, что изменение усадки в определенные периоды прямо пропорционально количеству испарившейся воды. Величины усадки, отнесенные к весу воды (полной усадки к данному сроку твердения), имели в возрасте 7—90 суток величину порядка $(5 \div 15) \cdot 10^{-3}$ мм/(м·ч) для бетона и порядка $(20 \div 60) \cdot 10^{-3}$ мм/(м·ч) для раствора.

Нахождение зависимости между величиной потери влаги и деформацией усадки для реальных составов бетонов и кинетики изме-

нения этой величины во времени облегчило бы определение усадочных деформаций, так как изменение влажности легко можно определить весовым методом на образцах и при помощи приборов в сооружении. Это позволило бы в зависимости от условий твердения предсказывать величины усадки. Сопоставление изменений влажности и усадки имеется в ряде работ, однако такие исследования малочисленны и не дают основания для формулирования обоснованных выводов.

На рис. 38 приведены кривые кинетики усадки бетона, отнесенной к весу испарившейся воды.

Учитывая, что особую опасность с точки зрения усадочного трещинообразования представляют усадочные деформации в раннем возрасте, для некоторых серий образцов проводились измерения усадки ежедневно вплоть до 14 суток. На рис. 39 показана кинетика изменений усадки бетонов.

Как следовало ожидать, в ранний период твердения отчетливо сказывается влияние повышения температуры на ускорение усадки. Некоторое отставание усадки, выраженной в мм/м , от усадки, выраженной в $\text{мм}/(\text{м} \cdot \text{ч})$ свидетельствует о том, что не всякое испарение воды вызывает усадку. Наклон кривой в сторону оси абсцисс (потеря воды) свидетельствует о том, что вначале испарение воды вызывает незначительную усадку. В определенном диапазоне изменений влажности наступает скачок; при этом заметно возрастает активная роль высыхания бетона в укорочении образца (изменение на этом участке потери влаги на 30% вызывает увеличение укорочения на 50—60%). Сущность происходящих процессов, связывающих интенсивность испарения

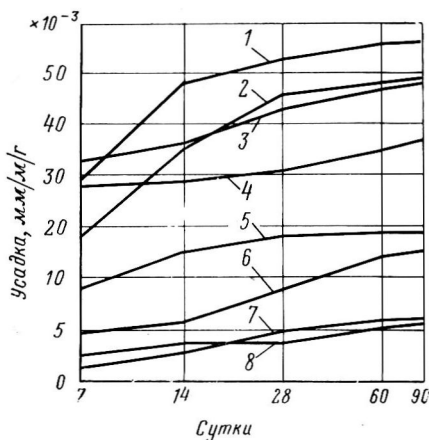


Рис. 38. Изменение усадки на единицу уменьшения влажности.

Раствор: 1 — $V/C=0,45$; $t=20^\circ\text{C}$; 2 — $V/C=0,60$; $t=20^\circ\text{C}$; 3 — $V/C=0,45$; $t=30^\circ\text{C}$; 4 — $V/C=0,60$; $t=30^\circ\text{C}$. Бетон: 5 — $V/C=0,45$; $t=20^\circ\text{C}$; 6 — $V/C=0,60$; $t=20^\circ\text{C}$; 7 — $V/C=0,45$; $t=30^\circ\text{C}$; 8 — $V/C=0,60$; $t=30^\circ\text{C}$.

и деформацию усадки на разных этапах, объясняется различными исследователями размером пор, из которых перемещается влага, а также состоянием воды, смачивающей капилляры. Существующие по этому поводу гипотезы приведены в гл. 1 [Л. 1, 45, 59].

Опыты по изучению деформаций усадки у образцов, боковые стороны которых были покрыты водонепроницаемой пленкой, показали значительно меньшие величины испарения и соответственно усадки. Относительное

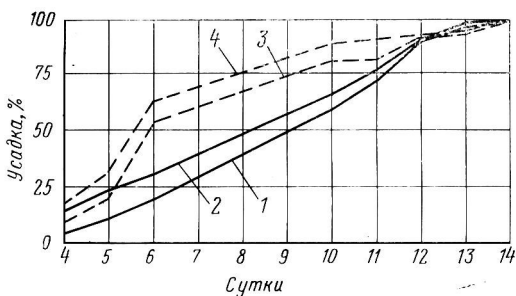


Рис. 39. Относительная усадка бетонов в раннем возрасте.

1 — $t=20^\circ\text{C}$, мм/м; 2 — $t=20^\circ\text{C}$, мм/м/г;
3 — $t=30^\circ\text{C}$, мм/м; 4 — $t=30^\circ\text{C}$, мм/м/г.

изменение влажности в начальный период твердения вызывает значительно меньшее изменение усадки, чем в последующем, т. е. начальное испарение воды вызывает незначительную усадку. В дальнейшем наступает скачок и потеря влаги вызывает значительное укорочение образца. Таким образом, повышенная усадка в раннем возрасте требует проведения специальных мероприятий, препятствующих ее развитию.

Однородность среди других факторов, определяющих трещиностойкость бетона, занимает особое место. Проблема повышения однородности бетона имеет в настоящее время большое практическое значение в связи со строительством в СССР крупнейших гидротехнических сооружений.

Необходимость правильного определения однородности бетона в сооружении вызывается следующими основными соображениями: 1) статистическое определение прочности бетона характеризует обеспеченность проектных марок; 2) величина показателя однородности опре-

деляет величину коэффициента запаса; 3) гарантия получения высокой однородности бетона позволяет экономить цемент и 4) однородный бетон имеет более высокую сопротивляемость температурным напряжениям, так как в нем меньше величина местных напряжений, вызываемых различием свойств соседних участков бетона, таких, как модуль упругости, коэффициент линейного расширения и др.

Измерение однородности бетона и знание факторов, определяющих ее, используются в двух направлениях: для проектирования бетона и для контроля его качества.

Большинство работ, посвященных изучению однородности, подтверждает вывод о том, что устойчивое значение прочности может быть достигнуто хорошо налаженным контролем за дозированием материалов для бетона. В отдельных исследованиях показана прямая количественная зависимость между степенью контроля производства бетонных работ и расходом цемента.

Однородность бетона в большинстве случаев проверяется по прочности контрольных кубов или цилиндров на сжатие, но почти отсутствуют данные о сравнительной вариации прочности в зависимости от вида испытаний (сжатие, изгиб, осевое растяжение).

Если путем моделирования установить коэффициенты перехода от прочности куба (керна) к прочности бетона в блоке, то даже в этом случае оценка качества бетона будет условной, так как объем бетона испытуемых образцов очень мал по сравнению с общим объемом бетона. Применение теории вероятностей и статистическая обработка многочисленных результатов испытания могут дать наиболее правильное понятие о реальной прочности или объемном весе в сооружении.

В проектировании и контроле качества гидротехнического бетона оценка его однородности современными методами статистики еще не получила должного применения и критерии однородности гидротехнического бетона пока не вошли в официальные нормативные документы.

Анализ существующих способов оценки однородности бетона и железобетона, применяемых в промышленном и жилищном строительстве и на заводах готовых железобетонных изделий, показал, что они не могут быть механически перенесены на гидротехнический бетон. В разных зонах гидротехнических сооружений бетон работает

в неодинаковых эксплуатационных условиях, поэтому предъявляемые к нему требования прочности, водонепроницаемости и морозостойкости различны.

Основное условие для использования статистических методов оценки однородности — испытание достаточно большого числа образцов. Оно позволяет определить среднюю прочность \bar{x} как среднее арифметическое значение: $\bar{x} = \frac{\sum_n x_n}{n}$, где \bar{x}_n — прочность отдельных испытанных образцов, а n — общее их число.

Зная величину средней прочности, вычисляют среднеквадратичное отклонение σ от средней прочности:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_n (x_n - \bar{x})^2}{n}}.$$

Среднеквадратичное отклонение, выраженное в процентах средней прочности, дает так называемый коэффициент вариации C_V , который принимается для оценки отклонений результатов от среднего:

$$C_V = \frac{\sigma}{x}.$$

Квадратичное отклонение позволяет наиболее близко подойти к определению истинного изменения изучаемого признака (в нашем случае — прочности бетона), так как оно входит в уравнение так называемой «нормальной кривой распределения», к которой практически можно свести любой ряд независимых экспериментальных данных, характеризующих отдельные свойства материала (прочность, удельный вес, деформацию и т. п.). Для получения экспериментальной кривой, приближающейся к нормальной, по оси абсцисс в порядке возрастания располагают изучаемые признаки (прочность и т. п.), а по оси ординат — плотность признака в данном интервале или пропорциональную ей величину, например процентное содержание.

Уравнение нормальной кривой распределения вероятности представляют в виде

$$y = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x_n - \bar{x})^2}{2\sigma^2}},$$

где y — относительная частота, плотность вероятностей нахождения прочности в заданном интервале.

Из этого уравнения в результате математических преобразований может быть выведена зависимость вида

$$R_{\text{мин}} = \bar{x} - K\sigma,$$

или

$$R_{\text{мин}} = \bar{x}(1 - KC_v).$$

Эти уравнения связывают вероятность попадания результатов испытаний прочности (или другого признака) в интервал от нуля до $R_{\text{мин}}$ со средним квадратичным отклонением σ . Смысл использования указанной зависимости для контроля качества бетона состоит в том, что с учетом требований к конструкции или степени ответственности данной зоны бетона на основании опыта эксплуатации задается вероятность получения образцов бетона марки, соответствующей проектной или отличающейся от нее на какую-то небольшую величину. Задавшись величиной вероятности, из основного уравнения нормального распределения находят величину K . Ниже приведены значения K для некоторых наиболее распространенных значений вероятностей, принятых при контроле качества.

Заданная вероятность прочно-				
сти образцов $R_{\text{мин}}$, %	0,1	1,0	2,5	10
K	3,09	2,33	1,96	1,28

Иногда заданную величину вероятности формулируют как обеспеченность, выражая ее как дополнение к вероятности до 100%. В этом случае можно определить связь между среднеквадратичным отклонением, или коэффициентом вариации, и требуемой величиной средней прочности. Такая связь позволяет контролировать однородность, о которой можно судить по коэффициенту вариаций, назначать более высокое требование для средней прочности.

Среднеквадратичное отклонение может также служить мерой отклонения отдельных значений от среднего, г. е. мерой однородности, и имеет размерность изучаемого признака. Опыт показывает, что вероятность отклонений значений от среднего более чем на 3σ незначительна; это подтверждается расчетом (путем преобразований функции распределения). В связи с этим на практике при рассмотрении нормального распределения прочности пренебрегают возможностью отклонений ее от средней, превышающих утроенное значение среднего квадратичного отклонения.

В зарубежной практике применительно к оценке однородности бетона коэффициент вариации считают основным критерием однородности и в зависимости от его величины устанавливают требование к средней прочности. Если есть основания полагать, что неоднородность бетона будет большой, т. е. коэффициент вариации увеличится, то при проектировании повышают требования к средней прочности. Обычное условие, принятое, например, в США, состоит в том, что 80% образцов должны иметь прочность равной или выше марочной. Устанавливают требование, чтобы прочность этих образцов была не только выше марочной, но не ниже той, которая будет назначена по номограмме в зависимости от коэффициента вариации. Так, если задана марочная прочность 200 кгс/см², то при среднем квадратичном отклонении, например 50 кгс/см², средняя прочность должна быть назначена при оценке и приемке сооружения по следующей зависимости:

$$\bar{x} = 200 + 1,28 \times 50 = 264 \text{ кгс/см}^2.$$

Допускаемая вероятность появления таких прочностей зависит от назначения сооружений. В США для бетонных и железобетонных конструкций принимается обеспеченность, равная 90%, для бетона плотин — 80% и для бетона второстепенных сооружений — 70%.

Следовательно, чтобы правильно использовать статистические соотношения при назначении средней прочности, необходимо знать коэффициент вариации и постоянную статистическую величину K .

Величина K назначается в проекте и обосновывается расчетом. Величина коэффициента вариации зависит от большого числа факторов и правильный выбор ее на стадии разработки проекта наиболее труден. Коэффициент вариации нужно определять экспериментально по результатам испытаний контрольных образцов при налаженном производственном процессе, результатам подсчета однородности бетона на нескольких строительствах и анализа фактического влияния различных факторов на величину этого коэффициента в неодинаковых условиях.

Обобщение опыта контроля качества бетона на строительствах за рубежом и результаты статистической обработки данных о прочности бетона показали, что C_V для большинства зарубежных строительства равно 11—18%; при хорошем контроле оно составляет 8—10%, при не-

удовлетворительном 23—24%. Величина 5—6% достигается в редких случаях.

Современная система оценки однородности бетона в сооружениях основана на испытании контрольных образцов, кернов, а также проверке однородности бетона в сооружении звукометрическими и другими методами.

В настоящее время наибольшее распространение получило испытание прочности при сжатии контрольных образцов. Преимущества этого способа — его простота и очевидность, а также возможность испытания большого количества образцов, что весьма важно для надежности статистических выводов об однородности; недостаток его заключается в том, что испытывают образцы бетона, а не бетон сооружения.

Метод испытания кернов позволяет оценить фактические свойства бетона в сооружении, однако способ взятия кернов и их подготовка к испытанию могут существенно изменить структуру бетона, что отражается на результатах испытаний и общих выводах. Следует также указать на трудности бурения и связанную с этим ограниченность числа образцов-кернов, что снижает достоверность статистических выводов.

Некоторые авторы связывают прочность непосредственно с объемным весом, предлагая его в качестве критерия однородности бетона.

Проведенная обработка объемных весов нескольких серий кернов, взятых из плотины строящейся гидроэлектростанции, показала, что колебания значений объемного веса выражаются величиной среднего квадратичного отклонения 0,04—0,05 $кг/м^3$ и значением коэффициента вариаций 1,5—2,0% (табл. 32).

Столь малые величины коэффициента вариации свидетельствуют о небольшой чувствительности объемного веса как критерия однородности. Это объясняется тем, что даже при значительном колебании состава бетона (замена песка, гравия, цемента и т. п.) объемный вес будет изменяться не очень значительно, если максимальная крупность заполнителя остается постоянной, в то время как такие важные характеристики бетона, как его прочность, могут сильно изменяться.

Для многих сооружений и их частей большое значение имеет обеспечение проектной марки бетона по растяжению. Для установления среднего квадратичного отклонения и коэффициента вариации появилась необходи-

мость статистической обработки данных прочности образцов на растяжение, а также призмной прочности на сжатие.

Из бетона одного состава нами были испытаны параллельно образцы на прочность при сжатии, проч-

Таблица 32

Диаметр керна, мм	Число образ- цов	Средний объемный вес, кг/м ³	σ	C_V , %
130	82	2,45	0,052	2,1
219	81	2,46	0,047	1,9
219	38	2,48	0,052	2,1
150	84	2,42	0,043	1,8
150	42	2,44	0,038	1,6

ность при раскалывании и призмную прочность; влияние вида испытаний на однородность получаемых величин прочности показано на рис. 40.

Как видно из приведенных данных, одним из факторов, определяющих коэффициент вариации, является вид

испытания на прочность. При испытании призм на сжатие и восьмерок на осевое растяжение влияние особенностей самого испытания и его сложности (трудность центрировки образца и др.) сказывается на разбросе показателей прочности в большей степени, чем при испытании кубов на сжатие. Так, при сжатии кубов наиболее вероятный коэффициент вариации для прочности лабораторных образцов составляет около 6%; для прочностей, полученных при испытаниях призм или восьмерок, коэффициент вариаций доходит в тех же условиях до 10—11%. Опыты показывают, что даже при весьма тщательном приготовлении образцов невозможно избавиться от некоторого разброса прочностей. Следует выбирать такой критерий однородности, на котором в меньшей степени сказывалось бы влияние различных вторичных факторов, таких, например, как вид испытаний, и при котором в то же время не была бы снижена чувствительность по отношению к таким важным характеристикам, как, например, прочность.

С этой точки зрения наиболее надежно определение однородности бетона по испытаниям на сжатие кубов, так как другие виды испытаний прочности оказывают большее влияние на конечный ее результат и, следовательно, могут сильно исказить показатели однородности.

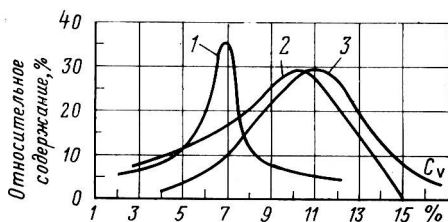
Использование в качестве критерия однородности, например, коэффициента вариации, вычисленного на основании испытаний на прочность восьмерок при осевом

растяжении, может привести к большому разбросу значений, необоснованному завышению прочности бетона и перерасходу цемента.

Неоднородность производственных контрольных образцов есть следствие неравномерности распределения составляющих бетонной смеси, зависящей от качества

Рис. 40. Влияние вида испытаний бетона на коэффициент вариации.

1 — сжатие кубов; 2 — сжатие призмы; 3 — осевое растяжение.



перемешивания; по-видимому, этим объясняется тот факт, что для лабораторных образцов коэффициент вариации обычно составляет 5—7%, а для производственных — 12% и более.

Если придерживаться условия, что не менее 80% образцов имеют прочность выше проектной, то прочность контрольных образцов-кубов, как видно из табл. 33, удовлетворяет требованию средней прочности для бетона марок 100, 150, 200. Для бетона марки 250 при условии обеспечения проектной марки на 90% заданная проектная средняя прочность не достигается.

Обратимся к данным аналогичных испытаний кернов бетона одноименных марок, которые были получены на том же сооружении и могут быть сравнены с результатами испытаний контрольных производственных кубов. В этом случае только бетон марки 100 удовлетворяет условиям обеспечения средней прочности. Бетон марок 150 и 200 должен быть признан неудовлетворительным, если для кернов и кубов принять одинаковые способы контроля качества. Этот пример, взятый для конкретных производственных условий, показывает, как важно найти правильные критерии для оценки однородности, которые должны быть дифференцированы в зависимости от вида испытания, условий изготовления образцов, марки бетона и других факторов.

На отдельных крупных строительствах достигнуто устойчивое значение коэффициента вариаций прочности на сжатие массовых контрольных образцов порядка 15—18%.

Вид образца	Марка бетона	Кoeffи- циент вариаций, %	Средняя прочность, кгс/см ²			
			получен- ная	требуемая при условии обеспе- чения проектной марки на, %		
				70	80	90
Кубы	100	22	155	114	121	136
	150	19	214	168	180	198
	200	17	282	220	230	255
	250	16	295	275	290	315
Керны	100	30	144	120	130	152
	150	27	152	174	188	215
	200	29	208	235	260	300

На основании наших исследований и проведенного анализа состояния бетона арочных плотин в проект заложены требования обеспечения коэффициента вариации не более 15% с уменьшением его по мере отработки технологии бетона до 12%. Учитывая высокие марки бетона арочных плотин и некоторое влияние средней прочности на величину коэффициента вариации, выполнение заданного уровня однородности требует высокой культуры производства работ по всем звеньям технологической цепи приготовления бетона.

Качество бетона (по коэффициенту вариации прочности при сжатии C_V), укладываемого в гидротехнические сооружения, может быть охарактеризовано следующим образом [Л. 39]:

Хорошее	15 %
Удовлетворительное	20 %

По мере накопления данных критерии контроля качества должны уточняться.

Из табл. 33 также видно, что коэффициент вариации уменьшается с повышением марки бетона. Это свидетельствует о большой однородности бетона высоких марок,

В литературе имеются высказывания о том, что более рационально использовать для контроля не коэффициент вариации, а среднее квадратичное отклонение, так как на коэффициент вариации влияет величина средней прочности, которая, естественно, возрастает для более высоких марок. Это может привести к тому, что для бетона высоких марок коэффициент вариации будет уменьшаться только в силу указанного обстоятельства, в

то время как среднее квадратичное отклонение остается независимым и более объективно отражает разброс отдельных значений от среднего.

Учитывая, однако, что в ходе расчета коэффициента вариации среднее квадратичное отклонение вычисляется как необходимая промежуточная величина, для окончательного суждения об однородности, по-видимому, все же следует определять коэффициент вариации. К тому же коэффициент вариации может вычисляться применительно к каждой зоне сооружения, где марка бетона сохраняется неизменной.

В случаях, когда требуется сравнительная оценка величин, можно рассматривать σ и C_V , параллельно, считая более надежными те результаты прочности, которые при равных C_V обладают меньшим квадратичным отклонением.

На одном из строительства за рубежом, связывая коэффициент вариаций с требуемой средней прочностью, подсчитали, что в результате плохого контроля за дозированием материала и других технических неполадок был допущен перерасход цемента. Расход цемента необходимо было увеличивать в соответствии с приведенными ниже данными:

C_V , %	5—6	10—15	20—24
Расход цемента, кг/м ³	240	280	320

В нормах, принятых в СССР, имеется единственный официальный критерий однородности бетона — коэффициент однородности. Коэффициент учитывает среднее квадратичное отклонение, коэффициент вариации и асимметрию и определяется из номограммы величин, пропорциональных показателю однородности по статистическим данным при обеспеченности 99,9%. В нормах 1955 г. принят метод расчета конструкций по предельным состояниям. Особенность метода состоит в замене общего коэффициента запаса системой коэффициентов, одним из которых является коэффициент однородности, подсчитываемый по формуле

$$K_{\text{теор}} = \frac{R_{\text{ср}} - 3\sigma}{R_{\text{н}}} = \frac{R_{\text{ср}}}{R_{\text{н}}} (1 - 3C_V),$$

где $R_{\text{ср}}$ — средняя прочность; $R_{\text{н}}$ — нормативная прочность.

Теоретический коэффициент однородности $K_{\text{теор}}$ должен быть меньше единицы. Для этого коэффициента

Вид напряженного состояния	Способ приготовления	Коэффициент однородности для бетона марок	
		100—200	300—600
Сжатие осевое и при изгибе	А	0,60	0,65
	Б	0,55	0,60
Растяжение осевое и при изгибе	А	0,45	0,50
	Б	0,40	0,45

Примечание. Способ А соответствует автоматическому или полуавтоматическому дозированию составляющих бетона, способ Б — неавтоматическому.

приняты следующие нормы в зависимости от точности дозирования (табл. 34).

При $R_{\text{ср}} > R_{\text{н}}$ и малых значениях коэффициента вариации коэффициент однородности может быть больше единицы, что противоречит физическому смыслу его использования для характеристики коэффициента запаса. Некоторые авторы предлагают вследствие этого называть его не «показателем однородности», а «показателем качества», не изменяя при этом формулы вычисления.

Для оценки качества гидротехнического бетона, учитывая его специфику (зональность, массивность и т. п.), указанный способ по-видимому, нельзя применять во всех случаях.

Бетон с высокой обеспеченностью (99,9%), по-видимому, можно задавать для изготовления на заводах железобетонных изделий при налаженной технологии производства и малом объеме бетонной смеси. Для гидротехнического бетона необходимо дифференцировать требования однородности и другие требования, предъявляемые к бетону различных зон.

Основные факторы, вызывающие изменения прочности контрольных образцов, могут быть разделены на две группы.

К первой группе относятся факторы, обусловленные непостоянством свойств бетона:

колебания водоцементного отношения, которые могут быть следствием плохого контроля дозирования воды и цемента, а также неодинаковой влажности заполнителей;

изменения водопотребности бетонной смеси, вызванные изменением крупности и градации заполнителей, неоднородностью материалов, применяемых для приготовления бетона;

различия в характеристиках и соотношении составляющих бетон материалов (заполнителей, цемента, гидравлических добавок, поверхностно-активных добавок); изменения условий приготовления, транспортирования, укладки и уплотнения бетонной смеси;

изменения температуры и условий ухода за бетоном.

Ко второй группе относятся факторы, обусловленные недостатками испытаний контрольных образцов:

неправильности в методике отбора проб;

отклонения в технологии изготовления контрольных образцов (недостаточное уплотнение, задержки в изготовлении образцов из взятой пробы, неосторожное обращение с ними);

нарушение условий хранения (колебания температуры выдерживания и влажностных условий хранения контрольных образцов);

недочеты в проведении испытаний (непостоянство скорости возрастания нагрузки, неточная установка образцов при испытаниях).

Для правильной интеграции результатов испытаний контрольных образцов необходимо иметь уверенность, что колебания их прочности возникли не от неудовлетворительных условий изготовления и испытаний образцов.

Система величин — среднего квадратичного отклонения, коэффициента вариации, характеристики обеспеченности — позволяет обоснованно назначить среднюю контрольную прочность бетона на данном строительстве.

Из основных факторов, влияющих на прочность бетона, наибольшее значение, как известно, имеет величина водоцементного отношения.

Если точно и своевременно не измерять влажность, то при водопотребности 140 кг колебания B/C могут составлять 10—25% даже при хорошей работе дозаторов.

Еще большее влияние на величину B/C оказывают колебания влажности песка. Эту влажность необходимо принимать во внимание при регулировании B/C , в противном случае количество воды может увеличиться на 20—70%. Наблюдения на одном из строительстве показали, что в 90% случаев отклонения веса значительно превысили допустимый для цемента предел отклонений 1%.

При обработке результатов испытаний на прочность контрольных производственных образцов кубов и кернов на десяти отечественных гидротехнических строитель-

ствах было обнаружено, что в большинстве случаев средняя прочность значительно превосходит требуемую; между тем бетон имеет высокий коэффициент вариации, что свидетельствует о его неоднородности. Обработка результатов испытаний на прочность показала, что однородность бетона по контрольным кубам выше, чем по выбуренным кернам. Это свидетельствует о серьезных недостатках всего комплекса бетонных работ на строительных объектах.

Увеличение средней прочности гидротехнического бетона по сравнению с проектной неблагоприятно, хотя и свидетельствует о высоком коэффициенте запаса. Уменьшение расхода цемента и, следовательно, увеличение однородности бетона не только экономически целесообразны, но служит также средством повышения трещиностойкости с точки зрения уменьшения температурных напряжений.

Таким образом: 1) для контроля однородности бетона гидротехнических сооружений следует использовать коэффициент вариации, определяемый испытанием контрольных образцов; 2) среднюю контрольную прочность бетона на гидротехнических строительных объектах следует назначать с учетом коэффициента вариации, заданной обеспеченности и расчетной проектной прочности бетона; 3) коэффициент вариации должен устанавливаться с учетом технико-организационных условий строительства, вида и назначения сооружения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Александровский С. В. Некоторые особенности усадки бетона. — «Бетон и железобетон», 1959, № 4.

2. Ахвердов И. П. и др. О характере разрушения бетона при различных напряженных состояниях. — «Бетон и железобетон», 1964, № 7.

3. Басевич А. З. — «Известия ВНИИГ», 1949, т. 41.

4. Баренблатт Г. И. Об основных представлениях теории равновесных трещин, образующихся при хрупком разрушении. В кн.: «Проблемы механики сплошной среды», Изд-во АН СССР, 1961.

5. Белов А. В. О влиянии арматуры на величину усадочных напряжений в бетоне. — «Известия ВНИИГ», 1951, т. 45.

6. Беляев Н. М. и др. Прочность, упругость и ползучесть бетона. Стройиздат, 1941.

7. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. Госстройиздат, 1961.

8. Васильев П. И., Зубрицкая М. А. Температурные напряжения от экзотермии цемента в блоках типа плиты. — «Известия ВНИИГ», 1956, г. 56.

9. Будников П. П., Колбасов В. М., Пантелеева А. С. О взаимодействии $3\text{CaOAl}_2\text{O}_3$ и $4\text{CaOAl}_2\text{O}_3\text{Fe}_2\text{O}_3$ с карбонатами кальция и магния. — ДАН СССР, 1959, т. 129, № 5.

10. Ваганов А. И. Зависимость деформации бетона от свойств раствора и заполнителя. — «Строительная промышленность», 1951, № 12.

11. Гансен П. Т. Ползучесть и релаксация напряжений в бетоне. Госстройиздат, 1963.

12. Гвоздев А. А. Ползучесть бетона и пути ее исследования. — В кн.: «Сборник ЦНИПС», 1955.

13. Гинзбург Ц. Г. Исследование термонапряженного состояния бетонных моделей. — «Известия ВНИИГ», 1952, т. 47.

14. Гинзбург Ц. Г., Литвинова Р. Е. Изменение прочности гидротехнического бетона на осевое растяжение и сжатие во времени. — «Гидротехническое строительство», 1959, № 2.

15. Горчаков Г. И., Лифанов И. И., Орентлихер Л. П. Основы ускоренной оценки морозостойкости мелкозернистого бетона дилатометрическим методом. — «Труды координа. совещаний по гидротехнике», 1969, вып. 45.

16. Дерягин Б. В., Кротова П. А., Адгезия. Изд-во АН СССР, 1949.

17. Запорожец И. Д., Окороков С. Д., Парийский А. А. Тепловыделение бетона. Стройиздат, 1966.

18. Корнилович В. П. Связующие свойства цементов, 1952.

19. Квирикадзе О. П. О зависимости между деформациями бетона и скоростью нагружения. Тбилиси, 1962.

20. Литвинова Р. Е. Свойства бетонов на карбонатных заполнителях. — «Труды координа. совещаний по гидротехнике», 1964, вып. IV.

21. Николаев В. Л. Деформативные свойства бетона при растяжении. — В кн.: «Строительные конструкции», 1959.

22. Мальцов К. А. Основные факторы, определяющие различие в прочности бетонных и железобетонных конструкций при различных напряжениях. — В кн.: «Сборник докладов на конференции ВНИИГ», 1957.

23. Мальцов К. А. Влияние водонасыщения на прочность бетона. — «Гидротехническое строительство», 1954, № 8.

24. Осидзе В. И., Монина Н. Л. Некоторые вопросы прочности и деформации бетонов, Тбилиси, 1957.

25. Пунагни В. Н. и др. О прочности бетона в условиях сухого жаркого климата. — «Труды ТашЗНИИЭП», 1966, вып. VII.

26. Пашковский В. Г., Михайлов В. В., Ребиндер П. А. — ДАН СССР, т. 80, № 3, 1968.

27. Прокопович И. Е. Влияние длительных процессов на напряжение и деформированное состояние сооружений. Госстройиздат, 1963.

28. Ребиндер П. А. Статья в юбилейном сборнике докладов, посвященном XXX-летию Великой Октябрьской социалистической революции, М.—Л., Изд-во АН СССР, 1947.

29. Руцук Г. М. О связи между прочностными характеристиками и динамическим модулем упругости цементных растворов. — «Цемент», 1957, № 2.

30. Саталки А. В. Ползучесть бетона как фактор, повышающий трещиностойчивость массивных плотин. — «Гидротехническое строительство», 1964, № 12.

31. Скрамтаев Б. Г. и др. О новом методе определения прочности бетона на растяжение. — «Строительная промышленность», 1957, № 3.
- 31а. Стольников В. В. Структурные свойства концентрированных цементно-водных паст и действие на них поверхностно-активных добавок. — «Труды Всесоюзной конференции по коллоидной химии», Киев, 1952.
32. Стольников В. В. Теоретические основания технологии гидротехнических бетонов. — «Труды совещания по теории и технологии бетона», Ереван, 1956.
33. Стольников В. В. Исследования по гидротехническому бетону. М.—Л., Госэнергоиздат, 1962.
34. Стольников В. В., Борисов А. А. Ускоренная оценка влияния температурных условий твердения бетона в блоках сооружения на его деформативные свойства. — «Труды координ. совещаний по гидротехнике», 1969, вып. 45.
35. Стольников В. В., Губарь А. С. Исследование сульфатостойкости бетонов резонансным методом. — «Известия ВНИИГ», 1958, т. 60.
36. Стольников В. В., Губарь А. С., Судаков В. Б. Влияние возраста бетона на его технические свойства. М.—Л., Госэнергоиздат, 1960.
37. Стольников В. В., Лавринович Е. В., Ребиндер П. А. Седиментационные процессы в бетонной смеси, их влияние на образование структуры бетона и на его водонепроницаемость. — ДАН СССР. «Новая серия», 1951, т. 81, № 3.
38. Стольников В. В., Литвинова Р. Е. О контроле растяжимости бетона в связи с его трещиностойкостью. — «Гидротехническое строительство», 1966, № 11.
39. Стольников В. В., Литвинова Р. Е. Оценка однородности гидротехнического бетона. — «Энергетическое строительство», 1967, № 3.
40. Стольников В. В., Литвинова Р. Е., Борисов А. А. К вопросу об оценке трещиностойкости цементных растворов. — «Известия ВНИИГ», 1964, т. 76.
- 40а. Стольников В. В., Судаков В. Б. Особенности применения резонансного метода при исследовании бетона. — «Бетон и железобетон», 1962, № 8.
41. Стольников В. В., Фурман М. И., Литвинова Р. Е. Выщелачивание извести из бетона в условиях омыwania его водой. — «Известия ВНИИГ», 1952, т. 47.
42. Улицкий И. И. Практический метод расчетного определения деформаций ползучести и усадки бетона. — «Бетон и железобетон», 1962, № 4.
43. Френкель Я. И. Теория обратимых и необратимых трещин в твердых телах. — ЖТФ, 1952, т. XXII, вып. II.
44. Фурман М. И., Литвинова Р. Е. Изучение прочности и стойкости гидротехнических бетонов с учетом хода процессов выщелачивания при фильтрации. — «Известия ВНИИГ», 1953, т. 49.
45. Цилюсани З. Н. Усадка и ползучесть бетона. Тбилиси, Изд-во АН Груз. ССР, 1963.
46. Цискрели Г. Д. Сопротивление растяжению неармированных и армированных бетонов. Госстройиздат, 1954.

47. Шаркунов С. В. Определение деформативных характеристик бетона производственного состава. — «Труды координ. совещаний по гидротехнике», 1969, вып. 45.
48. Шейкин А. Е. К вопросу прочности, упругости и пластичности бетона. — «Труды ЛИИЖТ», 1946, вып. 69.
49. Blakey F. A. Influence of water/cement ratio on mortar in which shrinkage is restrained. Proc. of the American Concrete Institute, v. 55, Nov. 1958.
50. Chsu T. and oth. Microcracking in plain concrete. JACI, v. 60, № 2, 1963.
51. Chsu T. and F. Slate Tensile. Bond strength between aggregate and cement paste of mortar. JACI, v. 60, № 4, 1963.
52. Evans R. H. Estimation of shrinkage of concrete in reinforced and prestressed concrete design. Civil Engineering and Public Works Review, May 1967.
53. Glänwille W. H. The creep or flow of concrete under load. Building Research Technical, Paper № 12, London, 1930.
54. Glucklich J. Crack propagation and failure of concrete. JACI, v. 59, № 6, 1962.
55. Hansen T. and oth. Influence of size and shape of member on the shrinkage and creep of concrete. JACI, v. 63, № 2, 1966.
56. Kaplan M. Crack propagation and failure of concrete. JACI, v. 58, 1961, № 5.
57. Keene P. Einfluss der künstlichen Poren auf das Schwinden der Betone. Betonsteinzeitung, Bd 30, № 3, 1964.
58. Lafuma M. Retrait et fissuration des ciments dans les mortiers des beton. Annales des Institut technique du batiment et des travaux publics, 9, № 108, 1956.
59. Powers T. Aspects fondamentaux du retrait du beton, Revue des materiaux, № 545, 1961.
60. Rüs ch H. Physikalische Fragen der Prüfung des Betons, Zements-Kalk-Gips, 1959, № 1.
61. Slate E. and oth. Volume changes on setting and curing of cement paste and concrete from zero to seven days. JACI, 1967, № 1.
62. Taylor M. and oth. Shear bond strength between coarse aggregate and cement paste of mortar. JACI, v. 61, № 8, 1964.
63. Venuat M. Comptes-Rendus sur retrait, gonflement et fissuration de la pate pure mortier et betons. Cement — Beton Revue des Materiaux, № 540, 1960.
64. Weigler H. Über den Zusammenhang zwischen Reisneigung, Schwindmas und Festigkeitsentwicklung von Zementmorteln. Betonsteinzeitung, № 7, 1963.
65. Wajada A. and oth. Creep behaviour of concrete Engineering, № 14, August 1964.
66. Wittman F. Einfluss der Schwingspannung auf das Kriechen des Zementsteins. Zement-Kalk-Gips, 1966, № 11.
67. Wright P. I. Cements on an indirect tensile test on concrete cylinders. Magazine of Concrete Research, 1965, № 20.

„ЭНЕРГИЯ“