ББК 22.251 30.121 38

**Лермит Робер**

**Проблемы технологии бетона:** Пер. с фр. / Под ред. и с предисл. А. Е. Десова. Изд. 2-е. — М.: Издательство ЛКИ, 2007. — 296 с.

В книге рассмотрены вопросы практической эффективности основных процессов технологии бетона — приготовления бетонной смеси, ее транспортирования, укладки, уплотнения — и дана их теоретическая оценка в свете механики упруго-вязко-пластической среды.

Значительное место уделено проблемам усадки и ползучести бетона, особенностям его деформирования под нагрузкой (упругого и пластического), а также обзору и критическому анализу теорий прочности бетона.

К настоящему, русскому, изданию приложен перевод более поздней работы автора по вопросам пластической деформации бетона.

Книга предназначена для инженеров-строителей и научных работников.

Издательство ЛКИ. 117312, г. Москва, пр-т 60-летия Октября, 9.
Формат 60 × 90/16. Печ. л. 18,5. Зак. № 955.

Отпечатано в ООО «ЛЕНАНД». 117312, г. Москва, пр-т 60-летия Октября, д. 11А, стр. 11.

**ISBN 978-5-382-00199-9**

© В. И. Контовт, перевод на русский язык, 1959, 2007
© А. Е. Десов, предисловие, 1959, 2007
© Издательство ЛКИ, 2007

НАУЧНАЯ И УЧЕБНАЯ ЛИТЕРАТУРА
E-mail: URSS@URSS.ru
Каталог изданий в Интернете:
http://URSS.ru
Тел./факс: 7 (495) 135-42-16
URSS Тел./факс: 7 (495) 135-42-46

4785 ID 50913
9 785382 001999 >

Все права защищены. Никакая часть настоящей книги не может быть воспроизведена или передана в какой бы то ни было форме и какими бы то ни было средствами, будь то электронные или механические, включая фотокопирование и запись на магнитный носитель, а также размещение в Интернете, если на то нет письменного разрешения владельцев.

## ПРЕДИСЛОВИЕ РЕДАКТОРА К РУССКОМУ ИЗДАНИЮ

В книге крупного французского ученого Роберта Лермита освещается ряд вопросов технологии бетона и рассматриваются некоторые его свойства, главным образом прочность при сжатии, растяжении и изгибе, а также усадка и деформативность.

В главе I автор излагает результаты своих работ по применению теории упруго-вязко-пластических сред к различным технологическим процессам: приготовлению, транспортированию, укладке и формованию бетонной смеси. Это направление в технологии бетона одновременно развивается многими учеными разных стран: в СССР — коллективом научных работников Научно-исследовательского института бетона и железобетона АСиА СССР и др., Рейнером — в Израиле, Пауэрсом — в США, Бергстремом — в Швеции, Павликом — в Чехословацкой Республике и др.

Работы Лермита весьма оригинальны, по степени разработки многих вопросов он опередил ряд других исследователей. Пока нельзя сказать, что эти работы нашли полное завершение, но широта постановки вопроса в сочетании с большой глубиной исследования позволяет предполагать, что данные работы будут вскоре успешно завершены, а результаты их существенно повлияют на улучшение технологии бетона.

Не все выводы главы I можно считать приемлемыми. Автор, например, относит вакуумирование к наиболее совершенным

методам уплотнения бетонной смеси, с чем согласиться нельзя. Изложенные им соображения по этому вопросу интересны лишь с точки зрения оценки несущей способности свежеотформованных бетонных элементов, что имеет большое значение для применения немедленной распалубки крупноразмерных элементов. Что же касается того, что законы распространения колебаний в бетонной смеси от вибратора выражены в виде экспоненциальной функции радиуса действия вибратора от расстояния и коэффициента затухания колебаний, то подобная зависимость была дана нами еще в 1937 г.[1]; она также использована С. Г. Бергстремом и С. Линдерхольмом[2] в 1949 г. С этими работами Лермит, возможно, не знаком.

Глава II книги посвящена вопросам деформаций уже затвердевшего бетона под действием кратковременной или длительной нагрузки. Общее решение дифференциального уравнения, например, движения воды из пористого тела во внешнюю среду автор не доводит до конца и заменяет его эмпирической формулой экспоненциального вида.

Аналогичной эмпирической формулой выражается и усадка. Кстати, следует отметить, что усадка, по мнению Лермита, не влияет на условия разрушения. Нашими опытами совместно с Ш. В. Бурчуладзе[3] показано, что усадка влияет на условия разрушения бетона при растяжении. Разрушение при растяжении может иметь место при суммарных деформациях сжатия.

Основные положения теории прочности бетона, которая в законченном виде пока еще не создана, рассмотрены в главе III;

---

[1] A. E. Dessoff. Sur l'etude de la prévibration du béton, Annales des ponts et chaussées, 107, I, 1937, p. 681.

[2] S. G. Bergström, S. Linderholm. La vibration du béton, Meddelonden № 18. Stockholm, 1949.

[3] Сборник НИИЖБа АС и А СССР «Технология бетона», вып. I, Госстройиздат, 1957.

особое внимание в ней уделено, естественно, растяжению, в том числе разобран новый способ испытания бетона на растяжение путем раскалывания цилиндрических образцов. В этой главе высказано много интересных мыслей и даны некоторые обобщения, которые могут способствовать дальнейшему развитию теории прочности бетона.

В главах IV и V рассмотрены различные свойства бетонной смеси, раствора и цементного теста, а также вопросы прочности бетона в сооружении, причем в некоторых случаях для исследования автором была использована скорость ультразвуковых волн. Так же как и в главе I, здесь не даны окончательные решения, но указаны пути, которые могут привести к положительным результатам в этой важной для строителей области.

Можно надеяться, что книга Лермита будет хорошо принята широкими кругами советских читателей, интересующихся вопросами технологии бетона, теорией прочности и методами испытаний бетона.

*А. Е. Десов*

## ПРЕДИСЛОВИЕ АВТОРА

Полагаю, что нужно время от времени пересматривать проблемы технологии бетона всякий раз в свете все более широких обобщений и связью идей объединять факты, лишь в силу привычки изучаемые в отрыве друг от друга. Технология бетона сформировалась на основе нескольких разрозненных научных теорий. Установить между ними логическую связь— задача науки. Эту именно задачу я попытался разрешить в настоящей работе. Здесь собрано самое существенное из прочитанных мною лекций и из размышлений, на которые меня навели многочисленные собеседования со специалистами. Читатель найдет, конечно, в этой книге много ему известного и уже освещенного в литературе, но главное здесь, на мой взгляд, не в частностях, а в целом.

*Р. Лермит*

Глава I

# БЕТОННАЯ СМЕСЬ — ПРИГОТОВЛЕНИЕ И УКЛАДКА

## Состав бетона

Первое, что надлежит сделать строителю, проектирующему и возводящему сооружение из бетона или железобетона, — это определить состав бетона. Совершенно очевидно, что состав бетона нельзя назначить по одному рецепту, пригодному для всех случаев. Состав бетона, так же как и состав сплава в металлургии, должен быть запроектирован в соответствии с теми требованиями, которым материал должен удовлетворять в эксплуатируемом сооружении, и, кроме того, сообразуясь с имеющимися в распоряжении строительной организации средствами.

Состав бетона приходится назначать различным в зависимости от того, о чем идет речь: о конструкциях ли, спроектированных с пониженным запасом прочности, что приводит неизбежно к высоким напряжениям; о массивном ли сооружении, где решающее значение приобретает проблема устойчивости; о резервуаре, где основной задачей является обеспечение непроницаемости; о стене здания, которая прежде всего должна сохранять тепло, или о дорожном покрытии, которому предстоит работать на истирание.

Истина, представляющаяся очевидной, не всегда, однако, признается таковой. В значительной части исследований, посвященных составу бетона, основным критерием признается наибольшая механическая прочность, чаще всего сопротивление сжатию. Между тем бетон может превосходно сопротивляться сжатию и в то же время очень плохо работать на растяжение; он может оказаться водопроницаемым, несмотря на высокие механические качества; к тому же он может обнаружить низкую морозостойкость и давать при усадке трещины.

Основным критерием высокого качества бетона почти всеми признается его плотность. Нельзя, однако, утверждать, чтобы эта гипотеза, почти совершенно не обсуждаемая, была абсолютно достоверна.

Во всяком случае в том, что касается механической прочности, существуют, по-видимому, исключения, идущие вразрез с этой гипотезой.

*С одними и теми же заполнителями, на одном и том же* цементе мы можем в известных условиях получать бетоны относительно более прочные, хотя и несколько менее плотные, если обеспечим лучший контакт между зернами-заполнителями. При сохранении постоянной плотности можно изменить расход цемента, изменяя таким путем в известных пределах прочность. Можно, наконец, при постоянной плотности изменять прочность, варьируя содержание заполнителей различного минералогического состава.

Но при всем том отказаться от критерия плотности означало бы пренебречь руководящим принципом, который очень удобен для приближенного проектирования состава бетона (хотя он и не гарантирует совершенной точности).

Основываясь на этом положении и поставив себе задачей обеспечение высоких прочностных характеристик и возможно большей непроницаемости, мы должны, следовательно, позаботиться прежде всего о том, чтобы приготовляемый нами бетон обладал оптимальной плотностью. Для достижения этой цели надо найти наивыгоднейшее соотношение между количествами входящих в состав бетона материалов — активными зернами цемента, водой и инертными зернами заполнителей. Это соотношение и определяет состав бетона.

*Было предложено много формул зернового состава:* Фюллером (Füller), Боломеем (Bolomey), Фори (Faury), Дютроном (Dutron), Валлеттом (Vallette) и др. Некоторые авторы являются сторонниками непрерывной гранулометрии, т. е. зернового состава, в котором представлены зерна всех размеров — от самых мелких до самых крупных. Другие предпочитают прерывистую гранулометрию, т. е. состав, в который вводится лишь относительно небольшое число отдельных фракций заполнителей с исключением всех промежуточных.

Такое расхождение во взглядах породило горячие споры и, несмотря на то, что по данному вопросу опубликованы сотни работ, пока еще, по-видимому, нельзя с полной уверенностью утверждать, кто прав. Поэтому прежде всего следует задаться вопросом, существует ли вообще единственная формула идеального зернового состава бетона, допускает ли поставленная проблема единственное решение. Если бы это и было так, то и тогда все же можно было бы допустить возможность ряда приближенных решений, приводящих к значениям плотности, весьма близким к оптимальной, и представляющих собой зерновые составы как непрерывного, так и прерывного типов.

Выбор правильного решения представляет собой по существу уже не научную проблему, а практическую задачу на строительстве, поскольку решение ее предполагает учет таких раз-

нообразных факторов, как состояние снабжения строительства материалами, его механизация, наличие транспортных средств, принятая техника укладки бетонной смеси и даже, следовало бы добавить, сознательность и квалификация рабочего-строителя.

Если строительная площадка располагает заполнителями с зернами всех возможных размеров, было бы неблагоразумно отдать предпочтение прерывистой гранулометрии и пренебречь имеющимися в наличии фракциями материалов. Если же, наоборот, зерен какой-то промежуточной фракции на строительной площадке недостает, было бы расточительным разыскивать ее где-либо вдали от строительства только для того, чтобы дополнить имеющийся зерновой состав до непрерывного. Поэтому решение вопроса о зерновом составе (и всякий производитель работ должен это понять) следует согласовать с возможностями снабжения материалами.

При выборе надлежащей формулы зернового состава нужно руководствоваться также и соображением иного рода, а именно соблюдением условия потребления минимума воды затворения. Фере (Féret) давно показал и выразил математически, что прочность бетона снижается при возрастании объема пор, содержащихся в нем, причем в составе этого объема учитываются и поры, наполненные водой затворения. При определенной прочности наилучшим зерновым составом будет такой, для которого потребуется наименьшее количество воды при гарантии надлежащей удобоукладываемости (пластичности, подвижности смеси). Ограничившись пока этим, — а к вопросам укладки бетонной смеси мы вернемся еще в дальнейшем, — поясним сейчас понятие *чувствительности* зернового состава. Бетон называется чувствительным, если относительно незначительная погрешность в составе, допущенная при его проектировании или при укладке (всегда возможная на строительной площадке), влечет за собой резкое уменьшение прочности.

Сравним два зерновых состава, полученных по двум различным формулам $A$ и $B$. Отложим (рис. 1) по оси ординат значения оптимальной прочности $R_A$ для зернового состава $A$ и $R_B$ — для зернового состава $B$. На оси абсцисс укажем возможные погрешности в дозировке песка: ±5, 10% и т. д., и в соответствующих ее точках отметим ординатами прочности, получающиеся при этих погрешностях дозировки. Если строительная площадка располагает персоналом, оборудованием и разработанной методикой бетонных работ, что гарантирует определенное ограничение погрешности в пределах, положим, не свыше 5%, то зерновой состав $A$ будет, конечно, оптимальным. Но если в условиях строительной площадки не исключена возможность погрешностей в пределах 10—15%, риск уменьшения прочности при зерновом составе $A$ становится значительным, и, поскольку в несущей способности сооружения решающее зна-

чение имеет минимальная величина прочности, предпочтительнее будет принять зерновой состав *B*, хотя максимальная характеристика $R_B$ и ниже $R_A$. Это сопоставление мы заключаем выводом, что зерновой состав *A* чувствительнее состава *B*.

Здесь, однако, уместно поставить вопрос, не следует ли признать только что проведенное изыскание оптимальных зерновых составов для достижения высокой прочности бесцельным в применении к большей части бетонов обычного назначения, в которых требуемая прочность нормируется средними величинами, но зато решающую роль приобретает защита арматуры.

Укажем здесь, в частности, на бетоны для строительства зданий обычного типа. Как правило, строительства подобного рода имеют сравнительно небольшие строительные площадки, снабжение которых заполнителями не всегда бывает регулярным и равномерным. Бетономешалки более или менее примитивного типа неспособны обеспечить получение вполне однородной смеси Контроль качества смеси бывает поверхностным и неэффективным. Для производства испытаний отбирается всего лишь несколько кубиков, а длительность сроков этих испытаний не позволяет своевременно внести необходимые коррективы в состав бетона.

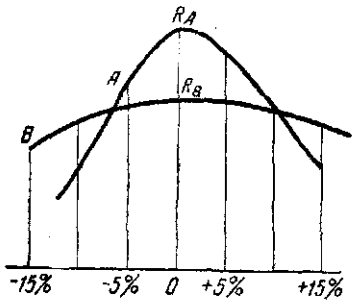

Рис. 1

Научно обоснованное установление оптимального зернового состава позволяет точно вычислить дозировку раствора, обеспечивающего наивысшую прочность. Как правило, прочность получается более высокой, чем это необходимо по расчету, поскольку назначение сечений бетона определяется чаще всего не несущей способностью, а иными соображениями. С другой стороны, механическая прочность, выявленная исследованием зернового состава, фактически вследствие технологических погрешностей не всегда достигается, как об этом говорилось выше. Кроме того, эффект трения о стенку, сказывающийся по-разному в элементах малых размеров, может в некоторых областях (например, в местах сопряжения ранее уложенного бетона со свежеуложенным или в арматурных узлах) повлечь за собой недостачу раствора относительно среднего состава и затруднить укладку бетонной смеси, приготовленной с наименьшим количеством воды. В результате арматура может оказаться плохо обетонированной, и в бетоне получатся недостаточно уплотненные, пористые зоны.

Из сказанного следует, что для многих строительных площадок в основу обеспечения оптимального зернового состава

бетонной смеси нужно положить не достижение высокой прочности на сжатие, а соображения иного рода. В этом случае необходим некоторый избыток раствора в бетонной смеси. Избыток воды прежде всего улучшает удобоукладываемость бетонной смеси. Далее, такой, с самого начала предусмотренный излишек раствора в бетонной смеси способен обезвредить всякую случайную погрешность в составе и снизить трение о стенку, в результате чего может быть, как самое тяжелое последствие, снижение плотности, а также недостаточное обволакивание раствором более крупных зерен заполнителя. Опыт, впрочем, показывает, что избыток раствора несколько снижает среднюю прочность, уменьшая вместе с тем и отклонения прочности от средней. В конечном счете решающее значение имеет все же наименьшее значение прочности.

Возвращаясь к рис. 1, можно сказать, что кривая *A* характеризует бетон с наименьшей дозировкой раствора, кривая *B* — бетон с избытком раствора.

## Контроль свежеуложенного бетона

Приведенными соображениями обосновывается назначение исходного состава бетона. Принятие определенного состава налагает обязательство придерживаться его в пределах, признанных допускаемыми, если только какие-либо перемены в снабжении материалами не поставят строителя перед необходимостью пересмотра первоначального решения.

Как правило, контроль за качеством бетона осуществляется уже на отвердевшем материале после отбора пробы и отформования кубиков или цилиндров. Такой контроль в лучшем случае выполняют через 7 суток после приготовления бетона, чаще же всего — спустя 28 суток. Практическое значение результатов таких испытаний обесценивается уже тем, что они получаются с запозданием и поэтому теряют свое оперативное значение. Если установленная испытаниями прочность оказывается ниже расчетной, что свидетельствует о вкравшейся в определение состава бетона погрешности, то перед строителем встает необходимость либо разрушить уже возведенную часть сооружения, к чему, впрочем, прибегают лишь в редких случаях, либо удовлетвориться паллиативными решениями введением, например, дополнительного армирования, либо же, наконец, положиться на запас прочности.

Поскольку, однако, состав устанавливается на основе расчета и притом с тем, чтобы придать бетону определенные характеристики, постольку действительно эффективным контролем могут быть лишь испытания, выполненные тотчас же после приготовления бетона.

Если отбор проб свежеуложенного бетона производить одновременно с его укладкой, то на этом же этапе можно прове-

рить и его зерновой состав. Достаточно удостовериться в том, что определенный таким путем состав совпадает с расчетным, для того, чтобы получить уверенность в строгом выполнении предписанного технологического процесса и соблюдении приемлемых допусков. Если же при этом обнаружится расхождение, превосходящее дозволенные пределы, то причину его можно установить и незамедлительно устранить.

Для изыскания подобного способа контроля была проведена научно-исследовательская работа, позволившая сконструировать прибор для выполнения такого испытания. Он представляет собой набор сит, входящих одно в другое и расположенных в таком порядке, что диаметр отверстий в них последовательно уменьшается по мере приближения к поддону, устроенному без отверстий. Определенное количество бетонной смеси, объем которой зависит от зернового состава, взвешивается в воздухе, затем — в воде, после чего в воде же взвешивается остаток смеси на каждом сите; таким путем устанавливается проектный состав бетона. При трех ситах на всю процедуру затрачивается около получаса. Некоторая неопределенность в установлении дозировки цемента возникает лишь в том случае, если в смеси с ним остаются после просева еще и мельчайшие фракции песка. Для уточнения результата следует лишь произвести предварительное просеивание одного песка и вспомогательную сортировку для отделения песка от более крупных заполнителей; тогда простое тройное правило позволит установить точную дозировку.

Опыт показывает, что подобный контроль, проводимый на строительной площадке без предупреждения 1—2 раза в день, оказывает определенное психологическое воздействие на лиц, занятых приготовлением бетонной смеси, и приводит к значительному улучшению однородности материала.

Одним из главных факторов, влияющих на прочность бетона, является количество воды затворения, и всем, имеющим близкое отношение к производству бетонных работ, известно, что персонал стройки всегда стремится увеличить количество воды затворения, с тем чтобы облегчить работу по укладке бетонной смеси. Этот привычный прием может быть признан извинительным для той части рабочих-строителей, которые чаще всего остаются в неведении относительно вредных последствий избытка воды. Поэтому количество ее необходимо контролировать. Удобная в практическом применении установка, предложенная Бюиссоном (Buisson), позволяет произвести такое измерение весьма быстро и экономично. Все ее оборудование состоит из простой кухонной сковороды (или плоского ящика из листовой стали) и керосинки (или другого нагревательного прибора). Для проведения испытания требуется 1 *л* денатурированного спирта ($^3/_4$ *л* на 10 *кг* испытуемого бетона). Проба бетонной смеси определенного веса (несколько килограммов) по-

мещается на сковороду и подогревается на керосинке, после чего на нее выливается около 0,5 *л* денатурированного спирта. Подожженный спичкой спирт охватывает пламенем бетонную смесь, ее нужно при этом слегка перемешивать стальным стержнем, пока весь спирт не сгорит. Часть содержащейся в бетоне воды испарится, а часть останется, и поэтому, вылив на бетонную пробу остатки спирта, повторяют процедуру. Взвешивание пробы до и после прокаливания на сковороде (учитываемой как тара) позволяет с достаточной точностью определить количество содержавшейся в бетоне воды. Этот способ контроля широко применялся на ряде строек и оказался эффективным.

## Перемешивание бетонной смеси [1]

Результаты анализа свежеуложенного бетона по только что описанной нами методике были использованы при изучении проблемы приготовления бетонной смеси. Перемешивание представляет собой операцию, состоящую в том, что из зернистых материалов различной формы и происхождения изготовляется однородная смесь. Однородной смесь признается в том случае, если любая проба, взятая в объеме, достаточно большом по сравнению с размерами самого крупного зерна заполнителя, обнаруживает один и тот же постоянный состав. Если отдельные компоненты этой смеси вводятся в предназначенное для смешивания устройство каждый в отдельности, то смесь, очевидно, может образоваться лишь в результате перемещения отдельных частиц этих компонентов. Для того чтобы каждая частица одного компонента получила возможность диффундировать в других компонентах, необходимо, чтобы траектории зерен или капель каждого компонента пересекались бы с траекториями других компонентов. Эти траектории могут быть вынужденными, если перемещение частиц производят с помощью лопастей, подвижных относительно барабана бетономешалки, но они могут быть и свободными, если перемещения материала происходят под действием силы тяжести, в результате движения барабана бетономешалки или же под воздействием лопастей, неподвижно укрепленных в этом барабане. Чем большее число частиц бетонной смеси вовлекается в движение по возможно большему числу траекторий, тем с большей легкостью происходит перемешивание. Но если у стенок барабана для частиц имеется бесконечное множество возможностей перемещения, то внутри смеси, далеко от стенок, вероятность таких перемещений значительно возрастает. В силу этого около центра бетономешалки смешивание получается лучшим, чем у ее стенок, если только лопасти или ножи не удаляют бетонную смесь

[1] См. Joisel, L'homogénéité des bétons et les bétonnières Ann. I.T. B. T. P., 1949, март-апрель, вып. 69.

воды, чтобы легко можно было уложить смесь, и в то же время по возможности настолько мало, чтобы получить наибольшую прочность бетона. Заполнение опалубки жесткой бетонной смесью и ее уплотнение в этой опалубке представляют собой весьма трудоемкую работу. Кроме того, операция должна производиться под эффективным контролем, что не всегда выполнимо. В таких условиях приходится сделать вывод, что на стройках обычного типа часто бывает предпочтительнее допустить некоторый излишек воды, чем пойти на плохое уплотнение слишком жесткой бетонной смеси. Это утверждение представляет собой признание нашей неспособности решить задачу, и оно, к сожалению, весьма часто отражает действительное положение вещей. Способность бетонной смеси легко укладываться на место называется *удобоукладываемостью*. Этим термином передается скорее некоторое, довольно смутное, представление об этом свойстве бетонной смеси, чем конкретное физическое содержание его.

Уже издавна пытались оценить это свойство бетонной смеси какой-либо экспериментальной количественной характеристикой, и в осуществление этого было предложено много различных методов. Классическим остается метод Абрамса. При испытании по этому методу образец формуют в виде усеченного конуса, а затем измеряют осадку, которую получает конус по снятии с него формы. Величина осадки зависит, по-видимому, от связности материала и внутреннего трения. Проявляется она либо как пластическая деформация, либо как отлипание и обрушение верхних частей образца, причем этот процесс может проявиться в одной и той же бетонной смеси при различных нормах содержания воды. Это последнее обстоятельство свидетельствует о недостаточности одного лишь определения осадки и указывает на необходимость дополнения его наблюдением над видом осевшего конуса. Кроме того, метод конуса Абрамса, очевидно, непригоден для изучения жестких бетонных смесей.

Другим классическим методом оценки удобоукладываемости бетонной смеси является испытание ее на встряхивающем столике (или вибростоле). Усеченный конус, несколько более крупный, чем применяемый по первому методу, освобождается из формы, установленной на встряхивающем столике, и ему сообщается определенное число встряхиваний; после этого в расплывшемся конусе измеряется увеличение диаметра. Этот расплыв, как и в предыдущем случае, может являться результатом либо пластической деформации, либо разъединения частиц в поперечном направлении. Дополнительное обследование внешнего вида конуса будет необходимым и в этом случае.

Эти два экспериментальных метода нашли наиболее широкое применение на практике, и едва ли до настоящего времени кому-либо удавалось найти способ, который выявлял бы изучаемое нами свойство бетона с большей четкостью. Расплыв

бетонного шара или конуса под нагрузкой позволяет оценить роль внутреннего трения, но одновременно здесь происходит и местное обжатие заполнителей, а также и выделение воды по поверхности соприкосновения, в связи с чем результат измерения отчасти теряет свое значение. Измерение расплыва бетонной смеси, перемещающейся в горизонтальном направлении из наполненного контейнера, не отражает с достаточной дифференцированностью подвижности жестких бетонных смесей.

Весьма важным качеством бетонной смеси следует считать ее способность заполнять без зазоров все свободные пространства между стенками формы и арматурой. Метод оценки этого свойства, примененный Фори (Faury), состоит в определении работы трамбования или продолжительности вибрирования, приводящих к заполнению кубической формы с уложенной внутри нее стандартной арматурой, причем совершенство заполнения оценивается взвешиванием использованной бетонной смеси. Этот способ, основанный на весьма произвольном принципе, в практическом применении требует, к сожалению, много времени и высокой тщательности выполнения.

Метод, в котором используется тот же принцип измерения времени наполнения формы, был предложен Пауэрсом (Powers); в несколько измененном виде он получил впоследствии известность как метод Вебе (Vebe). Этот метод сводится к тому, что усеченный бетонный конус Абрамса помещается в цилиндрический бак несколько большего диаметра и освобождается из формы. Устанавливая этот бак на вибрационный стол, засекают время, необходимое для того, чтобы бетонная смесь приняла цилиндрическую форму этого бака[1]. Такую засечку времени можно осуществить с помощью стеклянного диска, образующего крышку бака и погружающегося в него вместе с бетонной смесью. Когда последний всей своей поверхностью будет соприкасаться с диском, испытание заканчивается. Преимущество способа Вебе — в краткосрочности всей процедуры, а также в том, что он позволяет оценить способность к заполнению форм также и у жестких бетонных смесей, по отношению к которым простые приемы расплыва оказались, как мы видели, недостаточными[2].

При всем том методы Пауэрса и Вебе лишены уже упомянутого выше неудобства, связанного с обрушением верхней части конуса. Эти методы позволяют из сравнения начального и окончательного объемов установить относительное количество энергии, необходимой для того, чтобы бетонная смесь подверглась определенной деформации и определенному уплотнению,

---

[1] По способу Пауэрса подсчитывают число ударов встряхивающего столика к моменту выравнивания поверхности бетона. *(Прим. ред.)*.

[2] См. ГОСТ 6901-54. Способ Пауэрса в применении к жестким смесям требует бо́льшего времени для проведения операции. *(Прим. ред.)*.

но не дают возможности получить полное представление о склонности испытываемой смеси к расслаиванию и крошению, о ее большей или меньшей хрупкости или рассыпчатости (которая, как мы это увидим в дальнейшем, определяется ее большим или меньшим сцеплением).

В конечном счете невозможность, на которую мы как бы наталкиваемся в наших попытках найти точное количественное определение удобоукладываемости, происходит единственно лишь от недостаточной определенности этого введенного нами

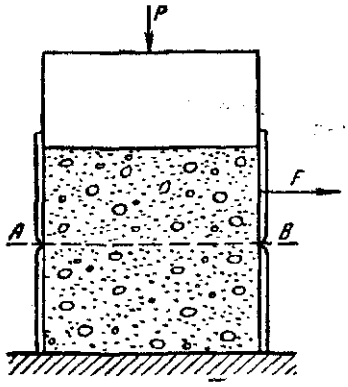


Рис. 4

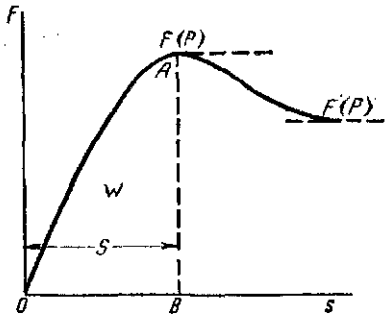


Рис. 5

понятия. Отсюда ясно, что, если мы хотим внести полную ясность в это сложное явление, следует обратиться к измерению тех составляющих его физических и механических свойств, которые поддаются выражению в единицах длины, массы и времени. Язык физики способен часто пролить свет на труднейшие задачи, а тот раздел физики, от которого мы вправе требовать здесь ответа в первую очередь, именуется *реологией*.

Реология как отрасль науки сформировалась как раз в связи с изучением свойств влажных материалов, занимающих по своим внешним физическим признакам промежуточное положение между твердым телом и жидкостью. К категории такого рода веществ относится бетонная смесь. Объектами реологических измерений обычно бывают напряжения сдвига — из них находятся характеристики внутреннего трения, вязкости и сцепления.

Для того чтобы провести испытание бетонной смеси в этом плане, возьмем ящик (рис. 4), распилим его по горизонтальной плоскости *AB* на две части и укрепим нижнюю на основании. Наполним ящик бетонной смесью и подвергнем последнюю действию силы *P* через поршень.

Определим затем горизонтальную силу *F*, которую нужно приложить к верхней половине ящика для того, чтобы вызвать

скольжение ее по плоскости $AB$ относительно нижней неподвижной части. Эта процедура точно воспроизводит испытание Казагранде (Casagrande) на сдвиг, применяемое в механике грунтов.

Если в прямоугольной сетке координат (рис. 5) по оси абсцисс наносить деформацию сдвига $s$, а по оси ординат — необходимую для получения этой деформации срезывающую силу $F$, то построенная кривая деформации $OA$ даст максимум в точке $A$ для разрушающей нагрузки $F(P)$, зависящей от нормального давления $P$. Площадь фигуры $OAB$ представит значение работы $W$, затраченной на разрушение. За точкой $A$ кривая переходит в нисходящую ветвь, и если ящик (см. рис. 4), достаточно длинный для того, чтобы продолжать скольжение, не изменяя сечения, то реакция $F$ будет стремиться к своему нижнему предельному значению $F'(P)$. Отношение $F/F'$, характеризующее сцепленность (enchevêtrement) бетонной смеси, является величиной переменной. Для бетонной смеси с округлыми заполнителями при содержании портланд-цемента 300 *кг/м*$^3$ этот коэффициент был найден равным 1,5; для сухого заполнителя того же бетона получено значение 1,4; для увлажненного заполнителя 1,25 и только чистое цементное тесто дало весьма высокое значение — 8. Заметим, что по теории Како (Caquot), распространяющейся на заполнители сферической формы, для этого коэффициента должно было бы получиться значение 1,57 (равное $\pi/2$).

Заметим также, что значение $F(P)$ зависит от скорости скольжения, возрастая вместе с ней. Объясняется это вязкостью цементного теста. Влияние это остается, однако, слабым — порядка 10%, пока скорость скольжения не превышает 0,5 *мм/сек*. В основном, следовательно, мы имеем здесь дело с явлением трения; к вязкости в собственном значении этого термина мы вернемся еще в дальнейшем.

Для того чтобы доказать существование трения в смысле Кулона, достаточно провести испытание на релаксацию. Достигнув некоторого значения деформации $s<S$ сдвига, будем поддерживать это значение постоянным и с помощью весьма жесткой пружины, используя ее в качестве динамометра, исследуем изменения реакции $F$. Как общее правило, она не будет оставаться постоянной, а станет уменьшаться, стремясь к некоторой величине, меньшей $F$. Это явление и называется релаксацией. Именно в нем мы и можем обнаружить влияние трения Для жидкостей без трения, обладающих только вязкостью, $F$ стремится к нулю. Для бетонной смеси — материала, обладающего внутренним трением, — реакция $F$ сохраняет во всех случаях конечную величину. В нем имеется определенная структура, благодаря которой упругий каркас материала сопротивляется полному исчезновению напряжений.

Нанесем теперь в прямоугольной координатной системе (рис. 6) максимальное значение $F$, полученное, как указывает кривая на рис. 5, в функции давления $P$. Констатируем прежде всего, что $F$ представляет собой возрастающую функцию $P$, весьма близкую к линейной. Это и есть не что иное, как прямая Кулона, угол $\varphi$ которой с осью $OP$ представляет собой угол трения. Коэффициент внутреннего трения определяется здесь поэтому из соотношения

$$K = \operatorname{tg} \varphi.$$

Но эта прямая не проходит через начало координат: она пересекает ось абсцисс в точке $C$, расположенной слева от начала. Отрезок $OC$ характеризует связность бетонной смеси, обусловленную действием капиллярных сил.

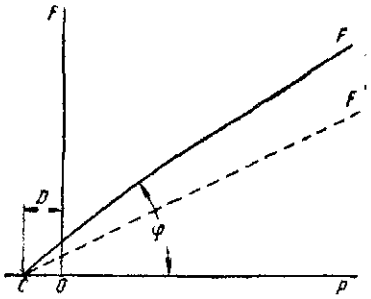

Рис. 6

Использование реологии позволило нам установить, что в понятие удобоукладываемости входит ряд более элементарных физических понятий: коэффициент внутреннего трения $K$, связность $D$, коэффициент сцепленности и работа разрушения $W$.

В дальнейшем увидим, что в итоге этого анализа наша проблема получает интересное освещение. Пока укажем лишь, что $K$ изменяется в интервале между 0,25 и 0,50, причем сравнительно большее значение он принимает для заполнителей, полученных дроблением, чем для заполнителей округленной формы. Он уменьшается вместе с повышением содержания раствора и с увеличением количества воды затворения. Связность определяется величинами порядка от 10 *г/см*$^2$ до нескольких десятков этой единицы (*г/см*$^2$).

Указанный здесь метод измерения $K$ весьма теоретичен и, очевидно, неуместен для строительной площадки, поскольку требует сложной аппаратуры. Потребовалось придумать значительно более элементарное устройство. Последнее представляет собой стержень, снабженный на одном конце желобчатым наконечником (рис. 7). Этот стержень погружается на всю свою длину в бетонную смесь, причем наконечник с помощью специального механизма (не показанного на рисунке) приводится во вращательное движение вокруг своей оси с постоянной скоростью. В тот момент, когда структура бетона нарушается, момент вращения достигает своей наибольшей величины, которая и фиксируется измерением. Для того чтобы вычислить из этой величины коэффициент трения, необходимо также знать нормальное давление, производимое бетоном на наконечник. При

этом приходится прибегнуть к некоторой, по необходимости смелой, гипотезе относительно связности и давления. Не заходя, однако, столь далеко, можно остановиться и на том заключении, что измеренная таким способом структурная вязкость бетонной смеси находится в прямой зависимости от соответствующих значений коэффициента трения. В то же время наблюдается, что при одном и том же зерновом составе на вязкость влияет содержание воды. Происходящее в описанном испытании разрушение бетона при сдвиге зависит в основном от нарушения структуры его скелета, в котором связность и смазка, обусловленные присутствием воды, играют лишь

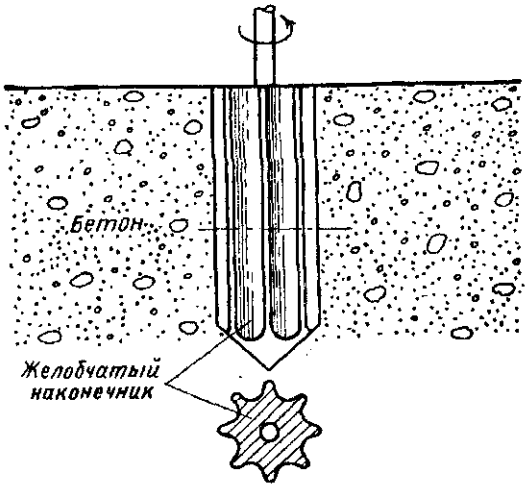


Рис. 7

ничтожную роль. В описанной постановке это испытание поэтому не исчерпывает вопроса и не раскрывает само по себе всех характеристик, заключенных в понятии удобоукладываемость.

Это нашло свое выражение и в том факте, что мы рассмотрели до сих пор лишь одну точку кривой деформации — ее максимум. Между тем эти кривые могут обнаружить большие различия уже и у самого начала координат (рис. 8). Надлежит поэтому рассмотреть не только максимальное значение, но также и реакции, соответствующие весьма малому вращению $\varepsilon$, т. е. линейному смещению по периферии порядка 1 *мм*. В то время как максимальное значение отражает внутреннее трение скелета заполнителей, реакции, определяемые малыми смещениями, отражают внутреннее трение раствора.

Руководствуясь аналогичными представлениями, Форслинд (Forslind) и Бергстрем (Bergström) сконструировали свой флюидиметр. Пусть элементарный кубик в бетонной смеси подвергается действию сдвигающих сил $\pm T$, приложенных по двум

противоположным граням, испытывающим при этом относительное смещение $\Delta$. В динамическом режиме весьма малой амплитуды это смещение составляется из упругой деформации $AT$ и из деформации, обусловленной ускорением $B\frac{d\Delta}{dt}$:

$$\Delta = AT + B\frac{d\Delta}{dt},$$

откуда

$$T = G\Delta + \eta\frac{d\Delta}{dt},$$

где $G$ — коэффициент жесткости;
$\eta$ — коэффициент вязкости;
$\Delta$ — деформация;
$t$ — время.

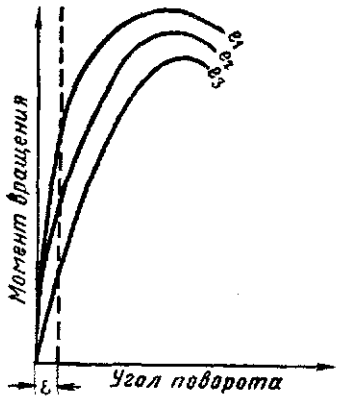


Рис. 8

Для того чтобы измерить этот коэффициент, названные авторы сконструировали установку, состоящую из упругой пружины, наконечника с четырьмя крестообразно расположенными лопастями и бетонной смеси, в которую этот наконечник погружен. Пружина представляет собой скрученный стержень с крестообразно укрепленными на нем четырьмя массами. Если угол поворота лопастей обозначить через $\alpha$, то движение системы будет описываться уравнением типа

$$I\frac{d^2\alpha}{dt^2} + K\frac{d\alpha}{dt} + E\alpha = 0.$$

Если этой системе сообщить некоторое начальное отклонение, то она будет совершать синусоидальные колебания с затуханием, декремент которого пропорционален коэффициенту вязкого трения, а частота собственных колебаний зависит от жесткости связей; колебания будут происходить с весьма малой амплитудой и, чтобы ее измерить, потребуется значительное усиление. Испытания показывают, что при сохранении амплитуды постоянной можно дифференцировать бетоны по их текучести. Введенный здесь термин *текучесть* (fluidité) несет с собой некоторую опасность недоразумения, поскольку он не имеет никакого отношения к вытеканию бетонной смеси, но эта характеристика может служить превосходным показателем устойчивости структуры, уплотнения и однородности смеси.

Текучесть возрастает линейно с содержанием воды и притом весьма значительно: для изученного вида бетонной смеси при увеличении водоцементного отношения с 0,25 до 0,45 она повысилась с 1 до 10.

Мы видим, что для определения реологических свойств бетонной смеси, характеризующих удобоукладываемость, остается еще многое сделать. Но поскольку мы отказались ограничивать себя эмпирией, чтобы, овладев языком физики, вступить в область теоретической механики, путь перед нами открыт.

## Вибрирование бетонной смеси

Встающая перед каждым строителем альтернатива: допустить ли в смеси избыток воды в целях облегчения укладки (но в ущерб механическим качествам бетона) или же ради получения высокой прочности ограничить до минимума содержание воды, примирившись с трудностями укладки, привела к изысканиям искусственных приемов, которые смогли бы обеспечить лучшую удобоукладываемость при минимальном содержании воды затворения. Самым известным и наиболее распространенным из этих приемов является вибрирование бетонной смеси.

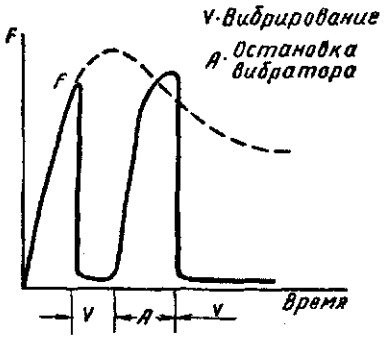

Рис 9

Воспользуемся для изучения этого процесса ящиком, изображенным на рис. 4. Установим его на вибрационном столе и приложим к нему горизонтальную силу $F$, меньшую, чем это соответствует пределу прочности бетонной смеси на срез (рис. 9). Приведем затем в действие вибратор. Значение силы тотчас же резко снизится до очень малой величины, если не до нуля. Это значит, что в результате преодоления внутреннего трения произошла мгновенная релаксация напряжений. Остановив затем вибратор и повторив загрузку, получим новое значение силы. Структурная прочность бетона при этом восстанавливается, но она вновь нарушается, как только мы опять приведем в действие вибратор.

Эти наблюдения убедительно подтверждают тот факт, что бетонная смесь является материалом, обладающим внутренним трением, и что под влиянием вибрации это трение исчезает.

Проведем теперь серию испытаний при изменяющемся внешнем давлении $P$ и измерим наибольшую величину сопротивления $F(P)$, препятствующего движению. Если бетонная смесь

находится в состоянии вибрации, мы увидим, что сопротивление сдвигу $F$ близко к нулю, пока $P$ остается меньше некоторого значения $P_0$, после чего начинает быстро увеличиваться (рис. 10) и принимает в дальнейшем значения, пропорциональные разности $(P—P_0)$.

Повторяя затем те же испытания без вибрации, мы найдем, что зависимость между сопротивлением сдвигу и давлением изобразится прямой $AA'$, параллельной прямолинейному участку $BB'$ кривой, полученной в предыдущей серии испытаний.

В вибрируемой бетонной смеси связность (сцепление частиц) практически исчезает, пока внешнее давление не достигает определенного значения $P_0$. Прямая Кулона $AA'$ смещается при этом параллельно самой себе в сторону возрастающих положительных значений абсциссы на величину П, которую я называю *активным давлением* (expansion); внутреннее трение возникает также лишь при некоторой достаточно большой величине внешнего давления. Вещество без внутреннего трения — жидкость. Вибрация, таким образом, имеет своим результатом превращение бетонной смеси в жидкость, если только испытываемое ею давление остается ниже некоторой величины. В этом состоянии *разжижения* (liquidité) она приобретает способность легко заполнять формы и выделять содержащийся в ней воздух. Давление находящейся в таком состоянии бетонной смеси на стенки формы подчиняется гидростатическому закону и в точности равно напору жидкости соответствующей плотности, как в этом легко убедиться из простого эксперимента.

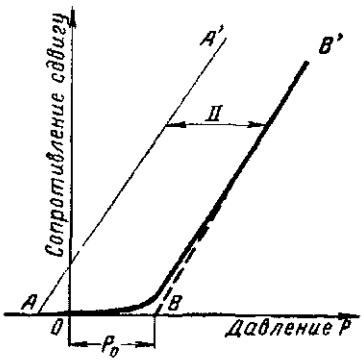

Рис. 10

Теперь нам остается выяснить, чем именно обусловлено это превращение и в каких формах оно протекает. Механизм его можно понять, если представить себе, что соударения зерен смеси, приведенной в колебательное состояние, препятствуют их сближению в течение тех интервалов времени, пока их относительные движения могут совершаться, не сопровождаясь взаимным трением. Иллюстрируем этот механизм простой моделью; пусть на столе установлен тяжелый куб $P$ (рис. 11). Для того чтобы заставить его скользить по поверхности стола, достаточно приложить к нему горизонтальную силу $F$ такой величины, чтобы отношение $F/P$ превысило коэффициент трения куба по поверхности стола.

Если привести стол в состояние вибрации, сообщая ему импульсы ударами молотка или с помощью вибратора, то мож-

но убедиться в том, что величина силы $F$, необходимой для того, чтобы вызвать скольжение куба, уменьшится. Если наибольшее ускорение вибрации окажется достаточным для того, чтобы преодолеть вес куба, то сила $F$, необходимая для приведения куба в движение, станет бесконечно малой. Куб отбрасывается вверх и, отделяясь на краткие промежутки времени от поверхности стола, получает на эти короткие мгновения возможность свободно двигаться в любом горизонтальном направлении. Его перемещения осуществляются последовательностью таких небольших скачков. В определенных условиях вибрации способны, как видно, вызвать исчезновение трения между телами, одно из которых движется относительно другого. Скорость при этом не остается независимой от режима вибрации и от действующих сил: это представляет собой «вязкое движение».

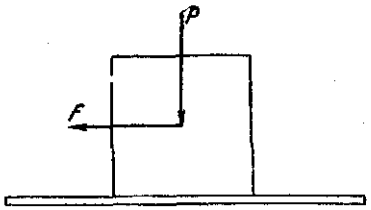

Рис. 11

То, что происходит в вибрируемой бетонной смеси, представляет собой лишь некоторое обобщение описанного механизма-модели. Относительное движение зерен и пересечения траекторий их колебаний создают возможность обмена импульсами, равнодействующая которых стремится расширить занимаемый смесью объем во всех направлениях. Эта статистическая равнодействующая имеет знак, обратный производимому на смесь внешнему давлению, и создает то «активное давление», о котором мы говорили выше. Она оказывает сопротивление внешнему давлению, собственному весу и силам сцепления частиц, заставляя зерна последовательно удаляться друг от друга на короткие промежутки времени, с тем чтобы они смогли затем начать обратное движение и сблизиться в более тесную массу.

Мы обнаруживаем здесь некоторую аналогию с кинетической теорией газов. Если газу сообщить некоторое количество энергии в форме теплоты, то эта энергия преобразуется в нем в энергию беспорядочных движений молекул, создающих, если газ заключен в сосуде, давление на стенки последнего. Это давление представляет собой равнодействующую импульсов молекул, ударяющихся о стенку. В вибрируемую бетонную смесь энергия вводится не в виде теплоты, а в механической форме, но существо процесса от этого не меняется, и то, что нам остается еще в нем выяснить, — это количественное соотношение между вводимой энергией $W$ и активным давлением П.

Наблюдая вибрируемую бетонную смесь через прозрачное окошечко, устроенное в стенке контейнера (или барабана),

движность, как если бы вместо раствора мы ввели в смесь смазочное.

Выбор оптимальной частоты вибрирования основывается на установлении той наибольшей крупности, которой желательно ограничить зерновой состав смеси, приводимой в колебательное движение. Поскольку это движение характеризуется здесь большим затуханием, можно доказать, что если $n_0$ — частота резонанса, соответствующая крупности $\Phi_0$ зерен, то кинетическая энергия для зерен крупности $2\,\Phi_0$ приобретает пренебрежимо малое значение. Критическую крупность $\Phi_0$ можно определить по формуле $\Phi_0 = \frac{K}{n^2}$, где коэффициент $K$ равен приблизительно $7 \cdot 10^6$; отсюда находим, что та часть смеси, которую целесообразно привести в колебательное движение, заключает в себе фракции, крупности которых удовлетворяют условию

$$D < \frac{14 \cdot 10^6}{n^2}.$$

Если $n$ — число колебаний в 1 мин., а $D$ — диаметр в *см*, то найдем:

| | | |
|---|---|---|
| для $n =$ 660 кол мин | | $D <$ 39 *см* |
| „ $n =$ 1500 | „ | $D <$ 6 „ |
| „ $n =$ 3000 | „ | $D <$ 1,5 „ |
| „ $n =$ 6000 | „ | $D <$ 0,4 „ |
| „ $n =$ 12000 | „ | $D <$ 0,1 „ |

Зная, таким образом, зерновой состав, мы можем выяснить, какой должна быть общая масса зерен, участвующих в колебательном движении, и какое количество энергии ей нужно сообщить посредством вибрирования. Отсюда будут найдены и то активное давление, при котором соответствующая фаза перейдет в разжиженное состояние, и то давление, которое по закону гидростатики она окажет на стенки.

В свете этого понятен тот интерес, который может представить режим вибрирования при нескольких наложенных одна на другую частотах: в колебательное движение при этом удается вовлечь зерна более широкого диапазона крупности.

Вибраторы ударного типа возбуждают ряд колебаний из части спектра, охватывающей высшие частоты, но амплитуды их, за исключением колебаний основной частоты, малы. Иногда бывает выгодно применить последовательно два режима вибрирования — сначала низкочастотный, воздействующий на жесткий скелет заполнителей, а затем высокочастотный — для воздействия на раствор и усиления эффекта первого режима. Несколько случаев практического использования этого приема внушают уверенность в его эффективности.

Целью вибрации является не только обеспечение достаточного разжижения бетонной смеси, при котором она приобретает

способность хорошо заполнять формы, но и его уплотнение. Это уплотнение происходит под воздействием сотрясений, которые побуждают отдельные зерна перемещаться из своих начальных положений в некоторые более устойчивые положения, причем одновременно из бетонной смеси выделяется содержащийся в ней воздух. Следует заметить к тому же, что бетон в состоянии разжижения обладает, как и всякая жидкость, вязкостью, которая проявляется в известном сопротивлении перемещениям сдвига и характеризуется количественно коэффициентом $\eta$. Уплотнение же, будучи результатом перемещений сдвига, определяется скоростью, обратно пропорциональной $\eta$. С другой стороны, уплотнение осуществляется внешним давлением, силой тяжести или же капиллярным натяжением, которое может возникнуть самопроизвольно и определить переход зерен в более устойчивое положение. Мы должны заключить отсюда, что скорость уплотнения пропорциональна этому давлению $P$, а также заключенному в рассматриваемый момент в бетоне объему воздушных пор $\varepsilon_a$. Таким образом, скорость уплотнения может быть выражена формулой

$$\frac{d\varepsilon_a}{dt} = -G\varepsilon_a \frac{P}{\eta},$$

где $G$ — постоянная, зависящая от геометрических характеристик формы и от расстояния рассматриваемой точки от поверхности, т. е. от возможностей выделения воздуха.

Можно показать, что это выделение воздуха должно следовать закону фильтрации и что для некоторой точки $G$ должно быть обратно пропорционально квадрату расстояния ее от свободной поверхности, для объема же в целом оно приблизительно пропорционально квадрату отношения свободной поверхности к объему:

$$\left(\frac{\text{свободная поверхность}}{\text{объем}}\right)^2.$$

Только что сформулированный нами элементарный закон был бы простым, если бы коэффициент вязкости был постоянной величиной, но он, как легко понять, зависит от давления $P$. Для $P = \Pi$ коэффициент $\eta$ должен стремиться к бесконечности, поскольку бетон при этом уже перестает быть жидким. Мы вправе выразить $\eta$ эмпирической формулой, удовлетворяющей этому условию:

$$\eta = J\frac{\Pi_0}{\Pi - P} \quad \text{при } P < \Pi,$$

где $\Pi_0$ — постоянная однородности, так что скорость выделения воздуха определится окончательно из выражения

$$\frac{d\varepsilon_a}{dt} = -\frac{G}{J}\varepsilon_a \frac{P(\Pi - P)}{\Pi_0}.$$

Мы приходим, таким образом, к закону экспоненциального типа, из которого видно, что наибольшая скорость уплотнения должна иметь место для $P = \frac{\Pi}{2}$. Это весьма значительное давление, достигаемое лишь в редких случаях, поскольку, как правило, $\Pi$ заключено в интервале величин порядка 0,5—1 *кг/см*². Рассмотрим поэтому простой случай, когда величина $P$ мала в сравнении с $\Pi$; упрощенная формула принимает вид

$$\frac{d\varepsilon_a}{dt} = -\frac{G}{J}P\varepsilon_a \frac{\Pi}{\Pi_0}.$$

Вспомним теперь, что $\Pi$ зависит, как мы это показали выше, от объема пор $\varepsilon$ и связана с этой величиной зависимостью

$$\Pi = Q\sqrt{nW_e}\sqrt{\varepsilon} \quad \text{или} \quad \Pi = An\varepsilon\sqrt{W},$$

где $A$ — постоянная, зависящая от бетона;
$W$ — удельная энергия (т. е. приходящаяся на единицу объема).

Заметим также, что объем пор $\varepsilon$ слагается из двух частей, соответствующих воздушным $\varepsilon_a$ и водяным порам $\varepsilon_e$.

Введя эти обозначения, приходим к следующему дифференциальному уравнению для скорости выделения воздуха:

$$\frac{d\varepsilon_a}{dt} = -\frac{GAnP\sqrt{W}}{J\Pi_0}\varepsilon_a(\varepsilon_a + \varepsilon_e).$$

Решая его, получаем

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{0a}\frac{\varepsilon_e e^{-K\varepsilon_e}}{\varepsilon_a + \varepsilon_{0a}(1 - e^{-K\varepsilon_e t})},$$

где $\varepsilon_{0a}$ — начальный объем воздушных пор, а

$$K = \frac{GAnP\sqrt{W}}{J\Pi_0} = -BnP\sqrt{W}.$$

Скорость выделения воздуха

$$\frac{d\varepsilon_a}{dt} = -K\varepsilon_{0a}\left[\frac{\varepsilon_e^2(\varepsilon_e + \varepsilon_{0a})e^{-K\varepsilon_e t}}{\varepsilon_e + \varepsilon_{0a}(1 - e^{-K\varepsilon_e t})^2}\right]$$

при $t = 0$ стремится к

$$\left[\frac{d\varepsilon_a}{dt}\right]_0 = -K\varepsilon_{0a}(\varepsilon_e + \varepsilon_{0a}).$$

Скорость уплотнения вначале пропорциональна $K$, т. е. давлению, частоте и квадратному корню из величины кинетиче-

ской энергии. Если вибрирование продолжается весьма долго, то для выражения этой скорости более уместно принять показательную функцию

$$\left[\frac{d\varepsilon}{dt}\right] = -K\varepsilon_{0a}\frac{\varepsilon_e^2}{\varepsilon_e + \varepsilon_{0a}}e^{-K\varepsilon_e t}.$$

Заметим, что выражению скорости выделения воздуха можно придать еще и другой вид:

$$\frac{d\varepsilon_a}{dt} = -CP\Omega\sqrt{W}\varepsilon_a,$$

откуда видно, что для каждого рассматриваемого мгновения она пропорциональна коэффициенту затухания бетона и объему содержащегося в нем воздуха. Это значит, что энергия, израсходованная на выделение воздуха, пропорциональна энергии, переданной через соответствующий объем.

Исследуем теперь распространение колебаний. Пусть кинетическая энергия, приходящаяся на элементарный объем внутри бетонной смеси, равна $W$, поглощенная энергия — $W_f$. Связь между ними выражается уравнением

$$\frac{\partial W}{\partial x} + \frac{\partial W}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} = -W_f,$$

т. е.

$$\operatorname{grad} W = -W_f,$$

откуда также

$$\frac{\operatorname{grad} W}{W} = -\Omega.$$

Это — уравнение распространения колебаний. Применим его к случаю слоя бетона постоянной толщины, подвергнутого действию внутреннего вибратора при погружении последнего до основания этого слоя. Мы легко находим, что граница зоны разжижения располагается вокруг вибратора в объеме, глубина которого $h$ определяется в зависимости от радиуса действия вибратора $r_0$ и радиуса-вектора рассматриваемой точки $r$ уравнением

$$h = \frac{A\Omega\sqrt{W}}{d} \cdot \frac{e^{-\frac{\Omega}{2}(r-r_0)}}{\sqrt{\frac{r}{r_0}}},$$

где $d$ — плотность и $A\Omega\sqrt{W} = \Pi$.

Образующая граничной поверхности показана на рис. 12 сплошной линией со штриховкой. Точно так же можно определить и поверхности равных скоростей уплотнения — их образующие представлены на том же рисунке пунктирными линиями.

Из этих кривых можно заключить, что если область дей-

ствия вибратора простирается вниз на значительную глубину, то по горизонтали она ограничивается сравнительно небольшим радиусом. В начале уплотнения зона действия распространяется на небольшое расстояние от свободной поверхности. В связи с этим задача заметно осложняется, так как при длительном уплотнении коэффициент $\omega$ перестает быть постоянной величиной и расчет становится недоступным. В то же время этот пример хорошо показывает, что вокруг вибратора образуется активная зона, радиус которой изменяется с глубиной.

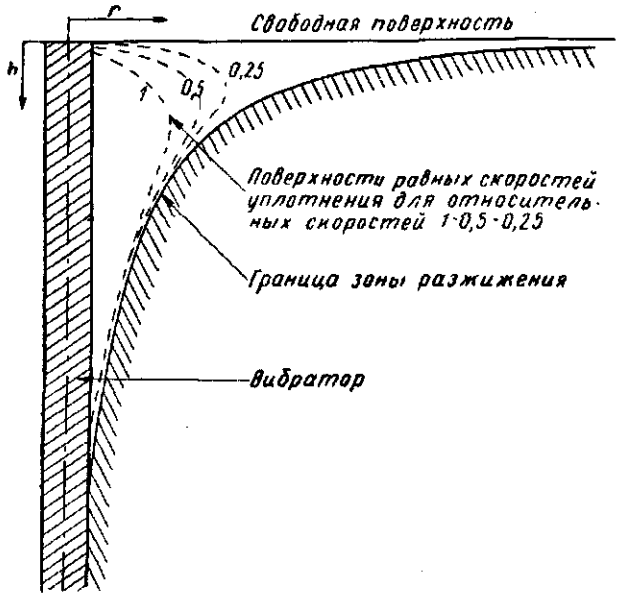


Рис. 12. Зона действия вибратора в начале вибрирования

К интересным результатам приводит испытание на вибрирование горизонтальной призмы из бетонной смеси, нижняя и боковые грани которой защищены стенками из пористого каучука, благодаря чему исключается отражение вибраций, верхняя же грань призмы остается свободной. На одном конце призмы помещается вискозиметр с наконечником типа, показанного на рис. 7. Его назначение — определять сопротивление бетона сдвигу или его вязкость. На расстоянии $x$ от вискозиметра в бетон погружается виброигла, после чего по всей длине призмы производятся измерения сопротивления сдвигу. На практике эти измерения проводят в направлении от $A$ к $B$, приближаясь к вискозиметру и восстанавливая всякий раз вокруг него бетон. Если значение вязкости $R$ наносить в виде ординат для

соответствующих значений абсцисс $x$ (рис. 13), то мы получим кривую эффективности вибратора.

Пусть $R_0$ — структурная вязкость бетона, измеренная при отсутствии виброиглы, $R_n$ — значение ее, полученное при воздействии вибратора. Оно определится как результат уменьшения среднего внешнего давления $P$, положим, на $\Pi$, в законе трения $R=KP$. На этом основании мы вправе будем написать

$$\frac{R}{R_0}=\frac{P-\Pi}{P}.$$

Поскольку же $\Pi=A\Omega\sqrt{W}$, а изучаемый процесс мы условились рассматривать как одномерный, то

$$\frac{dW}{dx}=-\Omega W,$$

откуда

$$W=W_0e^{-\Omega x}.$$

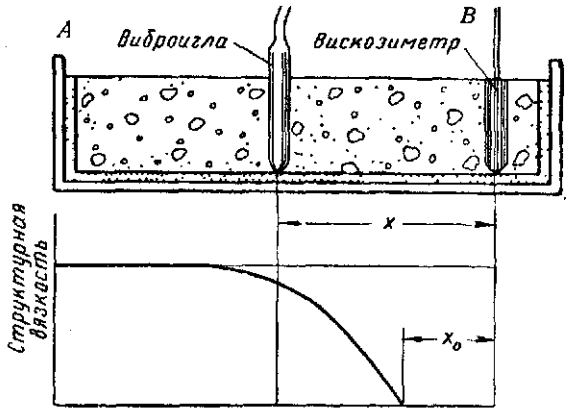


Рис. 13. Измерение коэффициента затухания колебаний в бетоне

В окончательном виде закон изменения структурной вязкости принимает вид

$$R=R_0\left(1-\frac{A\sqrt{W_0}\sqrt{\Omega}\,e^{-\frac{\Omega}{2}x}}{P}\right).$$

В пределах расстояния $x_0$ от вибратора структурная вязкость бетона равна нулю, бетон находится в состоянии полного разжижения.

Так как при $x=x_0$, $R=0$, то мы получаем

$$\frac{A\sqrt{W_0}\sqrt{\Omega}}{P}=e^{\frac{\Omega}{2}x},$$

что в сопоставлении с предыдущим выражением дает

$$1 - \frac{R}{R_0} = e^{-\frac{\Omega}{2}(x - x_0)}.$$

Достаточно знать структурную вязкость на расстоянии $x_1$, чтобы определить $\Omega$, а затем найти окончательно $A\sqrt{W_0}$. Имея в этой области систематический опыт, мы смогли найти для бетона $\Omega = 0{,}04$, значение, отличающееся высокой точностью. Для различных испытанных нами бетонов при частоте 6 000 кол/мин коэффициент затухания $\Omega$ изменяется от 0,04 до 0,15. Он заметно пропорционален частоте и при увеличении продолжительности вибрирования уменьшается пропорционально объему пор. Этот способ измерения эффективности вибратора требует тщательности, возможной лишь в лабораторных условиях. Для

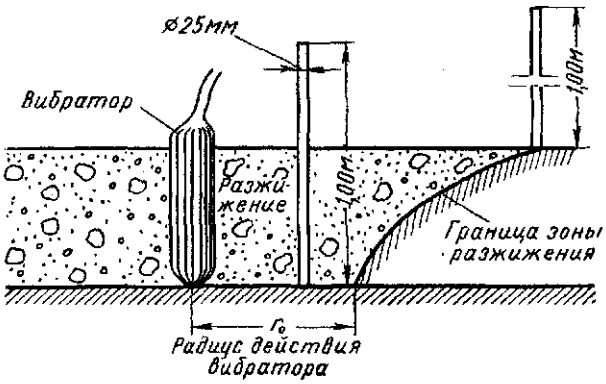


Рис. 14. Определение зоны действия вибратора

повседневной практики строительных площадок мы применяли другой, более простой способ испытания вибраторов, позволяющий определить их радиус действия в каждом отдельном случае.

Вибратор устанавливается в какой-либо точке объема исследуемого бетона. На поверхности бетона ставят стальной стержень диаметром 25 *мм*, высотой 1 *м*, поддерживая его в вертикальном положении рукой, но не надавливая на него (рис. 14).

Во всем том объеме, где бетон находится в состоянии разжижения, стержень погрузится под действием своего собственного веса. Радиус той площади, на которой стержень погружается до основания вибрируемой зоны, соответствует радиусу действия вибратора в данном направлении. Время, необходимое для того, чтобы стержень погрузился полностью в бетон

на расстоянии $r$ от вибратора, определяет продолжительность вибрирования, необходимую для того, чтобы состояние разжижения достигло этой точки. Этот простой прием позволяет определить расстояния между последовательными положениями $2r_0$, в которые нужно помещать вибратор на определенное время $t$ для того, чтобы вибрирование распространилось в бетонной смеси по возможности равномерно.

### Трамбование и прокатка бетона

Вибрирование бетонной смеси на практике не всегда оказывается достаточным для получения тех высоких плотностей, рассчитывать на которые дает основание теория. Вибрирование приводит в движение большое число частиц, и энергия, расходуемая на преодоление трения, достигает значительных величин. Проявляется это в наличии указанного выше коэффициента затухания, который может достигать 15% на 1 *см* и сильно ограничить радиус действия вибратора в тем большей степени, чем больше структурная вязкость бетона и его внутреннее трение. Вибрирование селективно и производит уплотнение только в определенном диапазоне крупности зерен в соответствии с частотой. Скорость уплотнения, вначале значительная, быстро снижается, в результате чего полное уплотнение жесткой бетонной смеси часто требует продолжительных сроков и большого расхода энергии, что приводит к нарушению технических условий по производству работ. Наложение, например, дополнительного внешнего давления в случае применения вибротрамбования требует использования энергии, возрастающей пропорционально квадрату этого давления. Предел здесь достигается быстро. Наконец, скелет из наиболее крупных заполнителей (в том случае, если зерна их соприкасаются между собой и их ребра достаточно прочны) может оказать сопротивление всякому уплотнению, даже если раствор и достиг уже состояния разжижения. В таких случаях наблюдается выделение раствора, сопровождаемое образованием пустот в верхних слоях. С другой стороны, избыток раствора, который, казалось бы, мог принести какую-то пользу в подобных случаях, приводит в действительности к отслаиванию заполнителей и к поднятию жидкой фазы в верхние слои бетонной смеси. Мы видим, таким образом, что решить задачу уплотнения с применением одного лишь вибрирования бывает иногда очень трудно.

Можно попытаться использовать имеющуюся энергию несколько иным способом. Вместо того чтобы распределять ее по всему объему бетона, имеет смысл сосредоточить ее в ограниченной области, с тем чтобы вызвать в нем сдвиги по поверхностям наименьшего сопротивления этому виду деформирования. Подобные сдвиги повлекут за собой повороты зерен и при одновременном воздействии внешнего давления вызовут уплотнение,

которое распространится постепенно на весь объем бетонной смеси. Энергия передается при этом последовательными ударами и импульсами, достаточными для того, чтобы каждый из них был способен вызвать всю совокупность сдвигов для выполнения этого условия; энергия, передаваемая каждым из них, должна превышать некоторое определенное значение. Каждому такому значению отвечает некоторый предел уплотнения, каковы бы ни были число ударов и интенсивность уплотнения; иными словами, объемное сжатие возрастает с критической энергией $W$ отдельного удара и достигает наибольшего значения при неограниченном возрастании $W$.

Назначение режима трамбования основывается на определении величины $W$, совместимой с имеющимися на практике средствами и позволяющей быстро достигнуть нормы уплотнения, достаточно близкой к оптимальному пределу. Именно такая задача возникает, в частности, в стабилизации грунтов бетоном, где при ничтожных дозировках воды приходится иметь дело с весьма вязким материалом, непригодным для вибрирования по причине свойственного ему высокого коэффициента затухания.

Трамбование представляет собой динамический метод возбуждения в бетонной смеси сдвигов, приводящих ее к уплотнению. Казалось бы, что, прилагая силу, статически эквивалентную этим импульсам, мы должны были бы получить те же результаты. На деле, однако, этого обычно не бывает. Если бетонную смесь, заключенную в цилиндрической форме, подвергнуть через поршень воздействию нескольких достаточно энергичных ударов трамбовкой, то это приводит к более интенсивному уплотнению, чем если бы на тот же поршень действовала статическая нагрузка. При возрастании последней иногда происходит даже разрушение заполнителей — явление, весьма редкое при действии ударной нагрузки. Тем не менее существует все же чисто динамический эффект. Воздействие удара весьма кратковременно, оно сопровождается освобождением аккумулированной в материале упругой энергии и активным давлением, которое, как и при вибрировании, может превысить постоянное внешнее давление и облегчить сдвиги и вращения, являющиеся необходимыми условиями уплотнения.

Это легко подтверждается опытом, если вместо того, чтобы подвергать содержащийся в цилиндре бетон постоянному давлению, мы воздействуем на него пульсирующей силой, изменяющейся от максимума до весьма малой величины с частотой нескольких сотен циклов в 1 мин. Мы обнаружим тогда, что скорость уплотнения повышается, и это позволяет получать весьма плотные бетоны.

Описанный метод неприменим, однако, в заводском производстве, а поскольку условием уплотнения всегда остаются сдвиги, для создания последних приходится прибегать к искус-

ственным приемам. Прокатка отвечает этой цели, изменяя форму бетонной смеси путем сдвига одних ее частей относительно других. Это — повседневный прием штукатура, уплотняющего укладываемый им слой штукатурки путем разглаживания его мастерком. Этот же принцип используется и в заводском производстве железобетонных балок различных профилей.

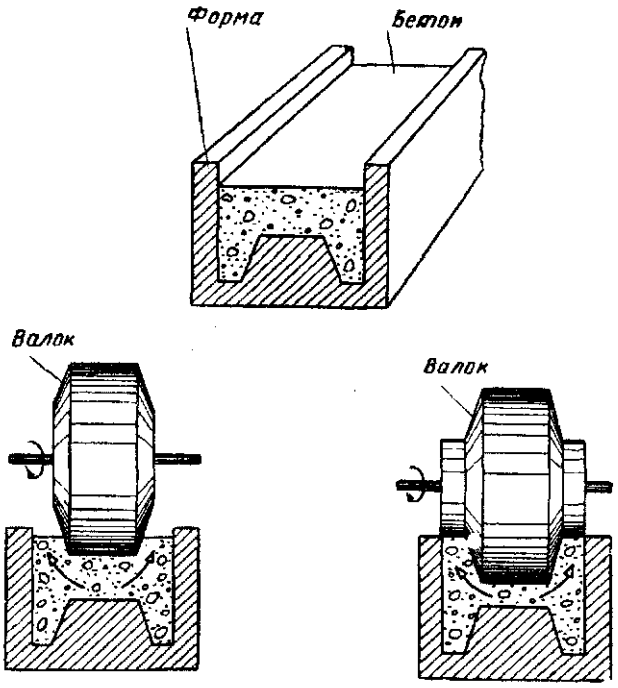


Рис. 15. Прокатка бетонной двутавровой балки

Бетонная смесь при прокатном способе производства укладывается в форму, способную двигаться в продольном направлении, и подвергается действию валков, которые, вдавливаясь в его поверхность, вызывают поперечные и продольные сдвиги его частиц. Как показано на рис. 15, валки вдавливаются на постепенно возрастающую глубину, число же их бывает различным в зависимости от сложности формовки. Таким путем удается получать бетон весьма высокой плотности.

### Механическое обезвоживание: вибропрессование, центрифугирование, вакуумирование

Постоянная задача, с которой сталкивается строитель, имеющий дело с бетоном, — необходимость обеспечить хорошую удобоукладываемость бетонной смеси с наименьшим количе-

ством воды — привела к использованию различных технических приемов ее решения. Мы уже осветили некоторые практические вопросы вибрирования и трамбования. Переходим теперь к описанию различных способов механического обезвоживания бетона. Принцип их сводится к тому, что бетонная смесь замешивается на воде в количестве, достаточном для того, чтобы укладку ее можно было произвести без всяких затруднений; после же укладки излишняя для твердения вода тем или иным способом из нее извлекается.

Самый простой способ обезвоживания — *прессование*. Одна из стенок формы, применяемой в этой операции, устраивается проницаемой для воды и непроницаемой для цемента. Бетон подвергается давлению, причем при некоторых условиях гранулометрического состава для этой цели используется давление самой воды. Последняя нагнетается сквозь пористую стенку, вызывая уплотнение жесткого скелета. Этот прием страдает большими неудобствами. Он требует, как уже было сказано, специального подбора зернового состава, при котором отдельные зерна не соприкасаются между собой, предоставляя, таким образом, воде возможность передавать внешнее давление. Он предполагает наличие проницаемой и в то же время сопротивляющейся высоким давлениям стенки формы. Наконец, применение этого способа сопряжено с большими затратами времени, тем бо́льшими, чем плотнее становится бетон. Этот метод нашел применение в разнообразных строительных задачах, в частности он был использован Фрейссине (Freyssinet) при изготовлении трубчатых свай, предназначенных для усиления основания под зданием морского вокзала в Гавре. Названный инженер остроумно сочетал вибрирование с прессованием, причем последнее имело своим назначением компенсировать внутреннее трение скелета объемным расширением и позволило, таким образом, обезвредить реакцию этого скелета. Давление производилось пневматическим способом с помощью надутой воздухом подушки.

Одним из методов обезвоживания, уже издавна применяемым в так называемом центробежном процессе производства бетонных труб, является *центрифугирование*. Бетонная смесь помещается в цилиндрическую трубу-форму, вращающуюся с большой скоростью. Центробежная сила отбрасывает бетон на стенку формы, откладывая его по внутренней ее поверхности слоем равномерной толщины. Отдельные зерна смеси стремятся при этом распределиться сообразно крупности, поскольку при наибольшей величине отношения объема к поверхности они испытывают наименьшее сопротивление перемещению в вязкой среде. В результате ближайший к наружной поверхности изготовленной трубы слой бетона оказывается плотно сложенным из заполнителей с минимальным содержанием раствора, промежуточный концентрический слой составляется с избытком

раствора, избыток же воды с бо́льшим или меньшим количеством цемента оттесняется к оси трубы, откуда ему можно дать стечь.

Преимущества описанного метода не исчерпываются тем, что он позволяет получать бетоны высокой прочности: он ценен еще и тем, что допускает немедленное извлечение изделия из формы. Для этого нужно, чтобы бетон обладал значительной плотностью, с которой связаны и высокий коэффициент внутреннего трения, и достаточное сцепление. Производимое центробежной силой перемещение зерен, приводящее к уплотнению смеси, должно преодолеть именно это внутреннее трение. Целесообразно поэтому попытаться составить такую смесь, которая, обладая малым коэффициентом трения, допускала бы быстрое введение в действие капиллярного сцепления. Решение этой задачи следует искать в мелкозернистых фракциях зернового состава, и часто оно достигается добавкой весьма тонких минеральных пылевидных материалов. Весьма полезное влияние при выполнении центробежной отливки может оказать также и одновременное вибрирование. В самом деле, оно ослабляет или даже уничтожает трение, препятствующее перемещению зерен и водоотделению; при содействии же вибрирования последнее ускоряется и протекает более полно. Вибрирование здесь может быть осуществлено простым способом — путем нарезки неровностей на роликах центрифуги.

Самым совершенным способом механического обезвоживания является *вакуумирование*. Этот процесс заключается в извлечении из уложенного бетона части воды через проницаемую стенку, на внешней поверхности которой создается вакуум.

Разъясним применение этого способа на простом примере бетонирования плоской горизонтальной плиты в опалубке. После того как бетон с достаточным для легкой укладки количеством воды заполнит опалубку, на его верхней, свободной поверхности устанавливается вакуум-щит. Он представляет собою раму с укрепленной на ней прочной решеткой, металлической сеткой, а также в некоторых случаях хлопчатобумажным фильтром. Задняя грань неглубокой рамы герметически прикрывается листовым металлом, а образовавшаяся таким образом внутренняя полость присоединяется к вакуум-насосу. По контуру рамы, со стороны решетки, укладывается валик из мягкого каучука, с тем чтобы обеспечить воздухонепроницаемость вакуум-щита по линии соприкосновения его с поверхностью бетона. На вакуум-щите устанавливается обычно и вибратор, который пускают в ход с самого начала, чтобы обеспечить плотное соприкосновение вакуум-щита с бетоном. В вакуум-проводке, на некотором расстоянии от ввода у щита, включается манометр (вакуумметр) для контроля разрежения, а далее, за присоединением к гибкому шлангу, устанавливается отстойный бак, куда поступает отсасываемая из бетона вода. Разрежение, создавае-

мое в вакуум-щите насосом, вызывает отсасывание воды из бетона и отвод ее в отстойник.

Остается теперь выяснить, каким образом происходит водоотделение и почему в результате его наблюдается заметное повышение плотности бетона.

Положим, что масса бетона толщиной $H$ ограничивается двумя плоскостями $AA'$ — свободной поверхностью (соприкасающейся с окружающим воздухом) и $BB'$ — непроницаемой стенкой.

Накроем плоскость $AA'$ вакуум-щитом (рис. 16), достаточно большим для того, чтобы мы имели право рассматривать задачу как одномерную (одного параметра $z$). Вакуум-щит создает на $AA'$ разрежение $-\Pi_0$, действие которого выражается

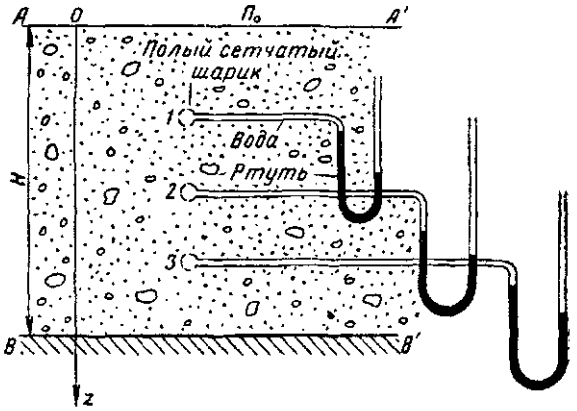


Рис. 16

в том, что оно побуждает содержащиеся в бетоне воду и воздух двигаться в направлении $z$. Вместе с тем оно создает давление $+\Pi_0$ как результат реакции рамы и решетки. По направлению $Oz$, в возрастающих расстояниях от $O$, разместим манометры, представляющие собой горизонтальные, наполненные водой трубки, на одном конце которых имеется полый сетчатый шарик, через который заключенная в трубке вода сообщается с бетонной смесью, другие же концы трубок сообщаются с ртутными манометрами (вакуумметрами).

Измерим теперь по уровням столбиков ртути в манометрах разрежения на протяжении некоторого интервала времени. В точке *1*, ближайшей к вакуум-щиту, не произойдет ничего заметного до наступления момента времени $t_1$. В это мгновение в точке *1* возникнет разрежение, сначала оно будет возрастать, затем стабилизируется на постоянном значении. В точке *2*, расположенной дальше от $O$, разрежение наступает позднее и стабилизируется медленнее. Вообще чем дальше рассматриваемая

точка отстоит от поверхности $AA'$, тем с бо́льшим опозданием скажется в ней влияние вакуума и тем слабее будет в ней выражено в каждый отмечаемый момент разрежение. Кроме того, градуированный отстойник (мензурка), присоединенный к вакуум-сети, позволит измерить количество извлеченной из бетона воды. Это количество равномерно возрастает со временем и стремится к предельному значению, достигая его к тому моменту, когда все манометры стабилизируются на разрежении $\Pi_0$. Водоотделение заканчивается, как только давление уравновешивается. Отсасывающее действие вакуум-щита создает в воде разрежение, т. е. оттягивает ее из бетона, изменение же разрежения определяет дебит притока в отстойный бак.

В описанном случае мы имели дело с бетонной смесью, затворенной на воде в количестве, достаточном для того, чтобы внутри смеси не возникало воздушных каналов и исчезли бы даже условия для их образования. Перейдем теперь к бетону, наоборот, очень жесткому, слабо уплотненному, и повторим наш опыт. Дебит воды окажется равным нулю. Отсасываться на этот раз будет воздух, и убедиться в этом можно будет, если заменить в наших манометрах воду воздухом. В стабильное состояние они придут почти мгновенно. Поскольку задача состоит в обезвоживании бетона, необходимо, чтобы в воде возникла разность давлений, но это окажется невозможным при *наличии непрерывной воздушной фазы*. Бетон, *подлежащий* вакуумированию, должен содержать некоторое минимальное количество воды. Из опыта мы нашли, что в зависимости от содержания цемента и для непрерывного гранулометрического состава заполнителей из карьеров Парижского района это минимальное содержание воды должно выражаться следующими цифрами:

| Содержание цемента в *кг/м*³ | Минимальное водоцементное отношение *В/Ц* | Минимальное количество воды в *л/м*³ |
|---|---|---|
| 100 | 1,7 —1,8 | 170—180 |
| 150 | 1,15—1,2 | 172—180 |
| 200 | 0,8 —0,85 | 160—170 |
| 250 | 0,65—0,7 | 162—175 |
| 300 | 0,55—0,6 | 165—180 |
| 350 | 0,5 —0,55 | 174—192 |
| 400 | 0,45—0,5 | 180—200 |

Мы видим, что необходимое минимальное количество воды остается почти постоянным для различных значений содержания цемента в бетонной смеси. Оно весьма близко к количеству воды затворения, необходимому для получения пластичной бетонной смеси, иными словами, к количеству, способному обе-

спечить непрерывность жидкой фазы. Заметим, что если это условие не выполняется путем принятия специальных мер при укладке, то цель может быть достигнута предварительным уплотнением, в частности вибрированием.

Предположим поэтому, что указанное условие выполнено и что плоскость $z=0$ представляет собой поверхность всасывания (рис. 17). Разрежение распространяется в глубину со временем $t$, следуя кривой $AB$, имеющей перелом в $z=Z$, причем часть ее $BZ$ принимает направление, близкое к вертикальному. Слой $AB$ представляет фильтр, проходимый в данный момент водой, извлеченной из слоя, расположенного за $Z$ при разрежении $\Pi_z$. Точка перелома $Z$ перемещается на чертеже вправо со скоростью $v$, и это соответствует прохождению воды сквозь фильтр, уравнение которого, если пренебречь бесконечно малыми второго порядка, имеет вид

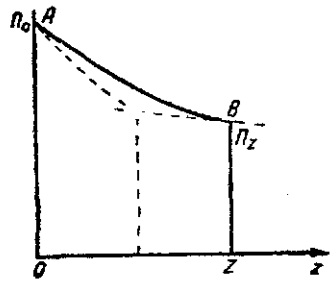


Рис. 17

$$i = \varepsilon(\Pi_z)\frac{dZ}{dt}.$$

Функция $\varepsilon(\Pi_z)$ представляет собой отношение между количеством воды, поглощенной элементарным объемом, и разрежением, установившимся в этом объеме. В целях упрощения примем гипотезу, что это отношение линейное:

$$\varepsilon = \varepsilon_0\Pi,$$

где $\varepsilon_0$ — начальное количество воды, содержащейся в бетоне.

Отсюда остаточное количество воды определится как величина

$$\varepsilon' = \varepsilon_0(1 - \Pi),$$

пропорциональная давлению до минимального его значения, зависящего от структуры бетона. Учитывая это, можно написать

$$i = \varepsilon_0\Pi_z\frac{dZ}{dt}.$$

Мы можем также ввести гипотезу и относительно поверхности всасывания, положив, что количество воды, извлекаемой за единицу времени, пропорционально разрежению

$$i = a\Pi_z.$$

Равенство дебитов, выраженных двумя способами, приводит к соотношению

$$a\Pi_z = \varepsilon_0\Pi_z\frac{dZ}{dt},$$

откуда

$$\frac{dZ}{dt} = \frac{a}{\varepsilon_0} = v.$$

Скорость распространения поверхности $BZ$ для данного бетона является величиной постоянной. Это следует из опыта, указывающего, что в зависимости от бетона эта скорость $v = \frac{dZ}{dt}$ может изменяться от 1 до 2 *см/мин*.

Рассмотрим теперь фильтр, заключенный между $O$ и $Z$ (рис. 17). Он функционирует по закону Дарси:

$$i = -K\frac{d\Pi}{dz}.$$

Коэффициент проницаемости $K$ зависит от объема пор и уменьшается вместе с ним. Следуя Терцаги (Terzaghi), его можно представить эмпирической функцией:

$$K = \mu\varepsilon^2 = \mu(1-\Pi)^2\varepsilon_0^2.$$

Выражение для дебита в каждой точке получит тогда вид

$$i = -\varepsilon_0^2\mu(1-\Pi)^2\frac{d\Pi}{dz}.$$

Если дебит сохраняет постоянное значение для всего фильтра, то интегрирование предыдущего выражения дает

$$i = \frac{\mu\varepsilon_0^2}{3z}\left[(1-\Pi)^3 - (1-\Pi_0)^3\right].$$

Вторым членом в квадратных скобках допустимо здесь пренебречь, поскольку величина $\Pi_0$ близка к единице. Заменяя первый член выражением

$$i = v\varepsilon_0\Pi_z,$$

мы получим соотношение между $\Pi$ и $z$:

$$z = \frac{\mu\varepsilon_0}{3v}\cdot\frac{(1-\Pi)^3}{\Pi_z};$$

приравнивая же $\Pi = \Pi_z$ и $z = Z$, находим вместе с тем и зависимость между этими двумя переменными:

$$Z = \frac{\mu\varepsilon_0}{3v}\cdot\frac{(1-\Pi_z)^3}{\Pi_z}.$$

Глубина же вакуумирования тем больше, чем больше отношение $\frac{\mu\varepsilon_0}{v}$.

Количество воды $E$, извлеченной в положении $Z$, легко получить из значения интеграла первого выражения, взятого между

пределами $\Pi_z$ и 1, с добавлением к нему произведения $\varepsilon_0 Z \Pi_z$. Мы получим тогда

$$E = Z\varepsilon_0 \frac{3\Pi_z + 1}{4},$$

где вместо $Z$ следует подставить его значение из последнего выражения. На практике $\Pi_z$ определяется из приближенной формулы, применимой для интервала значений $\frac{v}{\mu_0} Z$ между 0,10 и 3 или для интервала значений $\Pi_z$ от 0,6 до 0,1:

$$\Pi_z = 0{,}225 - 0{,}1151\lg \frac{vZ}{\mu\varepsilon_0},$$

где $\frac{v}{\mu} = q$ — постоянная для данного типа бетона.

Средняя эффективность вакуумирования равна

$$\varepsilon_m = \frac{E}{Z} = \varepsilon_0 \left[0{,}42 - 0{,}0861\lg \frac{qZ}{\varepsilon_0}\right]$$

Если $qZ$ превышает 3, отношение $E/Z$ стремится к $\varepsilon_0/4$.

Таким образом, из массива неограниченной толщины можно извлечь в лучшем случае лишь $^1/_4$ воды затворения.

Для различных испытанных нами бетонов мы нашли, что $q$ изменяется от 0,01 до 0,05, но остается провести еще очень много испытаний, чтобы установить закон, который позволил бы фиксировать точное значение этой величины в зависимости от зернового состава и расхода цемента.

Все наши предыдущие рассуждения относились к массиву неограниченной толщины. В отношении ограниченного массива может представиться несколько различных случаев: грань, противоположная вакуум-щиту, может быть либо свободной, либо прикрытой более или менее проницаемой опалубкой. Если эта поверхность свободна, ничего особого не произойдет до приближения к поверхности $Z$ отсасывания. Если значение $\Pi_z$ достаточно велико, в систему проникает воздух, и продолжать операцию в этих условиях было бы опасно. Изъятие воды не компенсировалось бы в этом случае уплотнением, и мы достигли бы лишь высушивания бетона (с усадкой).

Обратимся теперь к случаю, когда противоположная грань замыкается непроницаемой стенкой, и положим что $Z$ достигает стенки. Имеется лишь теоретически введенный нами фильтр, резервуар же отсутствует. Но фильтр загружен еще водой, которая всасывается по хорошо известному закону гидравлики ламинарного течения

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -K\varepsilon_0 \frac{d^2\Pi}{\partial z^2}.$$

Для рассматриваемого нами случая это уравнение почти не поддается решению, и нам остается удовлетвориться утвер-

ждением, что функция $\Pi(z)$ весьма медленно стремится к значению $\Pi = \Pi_0$; это значит, что вакуумирование будет протекать с весьма малой скоростью, стремясь к стационарному состоянию.

Рассмотрим, наконец, промежуточный случай, когда грань, противоположная вакуум-щиту, соприкасается с проницаемой опалубкой. Разрежение $\Pi_z$ должно будет прежде всего преодолеть капиллярное натяжение, существующее на этой грани, а затем потерю напора, обусловленную наличием опалубки. Вакуумирование протекает, так же как и в предыдущем случае непроницаемой опалубки, до компенсации этой потери напора, после чего в систему проникает воздух, и дальнейшая работа должна быть приостановлена.

Обратимся теперь к результатам вакуумирования, в частности к процессу уплотнения. Прежде всего заметим, что отсос воды, осуществляемый разрежением $\Pi$, превышает количество воды, извлекаемой из того же бетона под статическим давлением той же величины. Причина этого явления заложена, повидимому, в турбулентности потока отсасываемой воды, воздействующей на зерна бетона тангенциальными силами. Противодействуя внешнему давлению, эти последние приводят зерна во вращательное движение, позволяя им занять более устойчивое положение и способствуя, таким образом, получению более плотного бетона. В свежем состоянии этот бетон обладает сверх того и другими особыми качествами, в частности ценным свойством связности, которое позволяет быстро произвести распалубку без ущерба для сохранности принятой им формы.

Связность подобного рода материалов обусловлена капиллярным натяжением содержащейся в них воды. Этой водой заполняется множество каналов в бетоне, причем каждый из них замыкается поверхностью равновесия вода — воздух, на которую действуют силы поверхностного натяжения. Совокупность этих поверхностей образует своего рода оболочку, непрерывно обволакивающую весь заключенный внутри нее материал и создающую в нем связность, пропорциональную поверхностному натяжению. Если вода имеется в избытке, поверхностное натяжение получается слабым и связность ничтожно малой.

Приводя в действие вакуум-насос, мы, как уже сказано, создаем в каждой точке объема разрежение $\Pi$ и извлекаем из бетонной смеси некоторое количество воды $\varepsilon$. Остающаяся вода $(\varepsilon_0 - \varepsilon)$ оказывает сопротивление отсасывающему действию разрежения $\Pi$; это значит, что она находится под действием натяжения $\Pi$. Воздействуя в свою очередь на зерна заполнителей, она вызывает в них сжатие. Прекратим теперь отсасывание; в бетонной смеси останется вода, которую оказалось невозможным извлечь, потому что капиллярное натяжение, связывающее ее с твердыми частицами, на бесконечно малую величину превосходит разрежение, имеющее место в том

же самом элементе объема. Если в бетонной смеси отсутствует основное условие вакуумирования — непрерывная сеть воздушных каналов, вода все же остается в состоянии натяжения, по крайней мере кратковременного. Состояние это не может, однако, сохраняться постоянным. Под влиянием поверхностных натяжений, которые уже не будут находиться в равновесии, произойдет новое перераспределение воды, а именно часть ее подвергнется всасыванию из областей, сравнительно более увлажненных, в области более обезвоженные. Связность будет поэтому все же медленно приближаться к состоянию равномерного распределения, если пренебречь действием на воду силы тяжести.

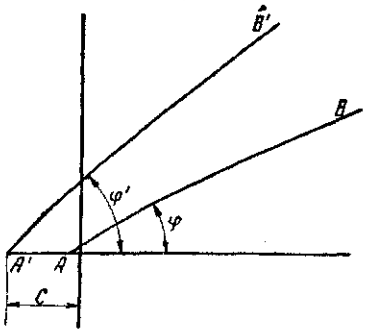

Рис. 18

Если бетонную плиту подвергнуть вакуумированию средней интенсивности $\varepsilon_m$, согласно данному выше определению, на глубину $Z=H$, то среднее сцепление будет равно (приближенно)

$$C=\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_0}=0{,}42-0{,}086\lg\frac{qH}{\varepsilon_0}.$$

Для $q=0{,}03$, $\varepsilon_0=0{,}18$, $H=10$ *см* мы найдем

$$C=0{,}375\ \textit{кг/см}^2.$$

Бетон, следовательно, приобрел значительную связность, но он сверх того подвергся прессованию, последствием чего явилось увеличение внутреннего трения. Прямая Кулона (рис. 18) перемещается соответственно из положения $AB$ в положение $A'B'$. Положим для упрощения, что приращение внутреннего трения пропорционально уплотнению:

$$\operatorname{tg}\varphi'=\frac{\operatorname{tg}\varphi}{1-C}.$$

Сопротивление сжатию, отображенное графически диаметром окружности, касательной в начале координат, определится выражением

$$R_c=\frac{2C}{\sqrt{1+\left(\frac{1-C}{\operatorname{tg}\varphi}\right)^2}-1}.$$

Возвращаясь к предыдущему примеру и полагая $\operatorname{tg}\varphi=0{,}5$, найдем $R_c=1{,}2$ *кг/см*², т. е. значение, порядок величины которого нашел подтверждение в испытаниях. Поскольку плотность

бетона равна приблизительно 2, это значит, что подобный бетон способен сохранить вертикальный откос на высоте

$$h = \frac{1{,}2}{2 \cdot 10^{-3}} = 600 \text{ см} = 6 \text{ м}.$$

Бетон, следовательно, обладает достаточной прочностью для того, чтобы подвергнуться немедленной распалубке, что во многих случаях представляет большие выгоды.

Вакуумирование, приводящее к немедленному нарастанию прочности за счет действия капиллярных сил, в то же время создает и значительное повышение плотности бетонной смеси; этот двойной эффект обеспечивает и весьма высокие окончательные значения механической прочности по затвердении бетона. Самое твердение при этом ускоряется, поскольку в результате снижения водоцементного отношения происходящие при твердении химические процессы растворения и рекристаллизации протекают быстрее. Трудно выразить эти зависимости каким-либо общим законом, но их можно иллюстрировать зато некоторыми опытами. Плита толщиной 10 *см* из бетона с расходом цемента 250 *кг/м*$^3$ после вакуумирования в возрасте 2 дней показала ту же прочность, что и контрольный образец в возрасте $3^1/_2$ дней, вакуумированная же плита в возрасте $3^1/_2$ дней — прочность, равную 7-дневной прочности контрольного образца. Достигаемое вакуумированием приращение прочности выражается приблизительно 50—100% на один день для бетонов с расходом цемента 250—300 *кг/м*$^3$.

Повышение окончательной прочности зависит, очевидно, от количества воды, остающейся в бетоне после вакуумирования, и получается тем более значительным, чем меньше остается этой воды. Выгодно поэтому снижать по возможности дозировку воды затворения, поскольку количество отсасываемой воды пропорционально этому начальному ее количеству; однако, с другой стороны, при чрезмерном уменьшении этого количества создается риск, как это уже было указано выше, получить трудно укладываемую бетонную смесь, не поддающуюся вакуумированию. Существует, следовательно, определенная нижняя граница водоцементного отношения, зависящая от зернового состава. Опыт свидетельствует также о том, что вакуумирование оказывает тем меньшее влияние на прочность, чем больше принятый расход цемента превышает обычную норму 250 *кг/м*$^3$. Ниже приводятся значения прочности, полученные из испытаний:

| Расход цемента в *кг/м*$^3$ | Повышение прочности через 100 дней в % |
|---|---|
| 120 | 29 |
| 250 | 70—80 |
| 300 | 40—45 |
| 400 | 14 |

Бетон с расходом цемента 120 *кг/м*³ был, видимо, пористым и водопроницаемым в связи с недостатком мелких фракций. При добавлении в него достаточного количества минеральной муки вакуумирование вновь становилось эффективным и нарастание прочности достигало 75%. Бетон с расходом цемента 250 *кг/м*³ может после соответствующего вакуумирования обнаружить прочность, более высокую, чем бетон с расходом цемента 400 *кг/м*³, но не подвергшийся вакуумированию. Практика при этом показывает, что назначать для вакуумирования

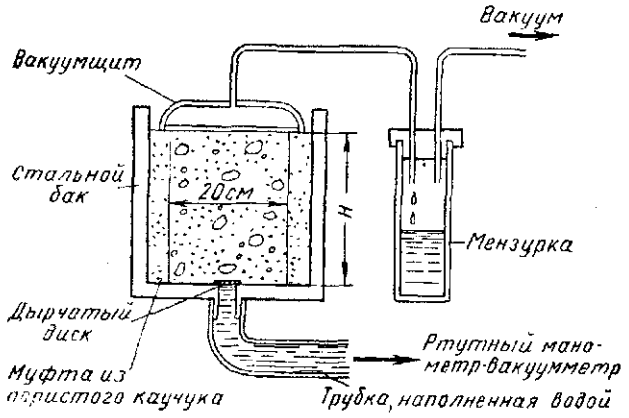


Рис. 19. Испытательный прибор, применяемый при вакуумировании бетона

бетонов расходы цемента свыше 300 *кг/м*³ не представляет, по-видимому, никаких выгод. Вакуумирование с применением непроницаемой опалубки с противоположной стороны может привести к отсосу более 50% воды затворения. При этом может случиться, что оставшейся воды не хватит для того, чтобы обеспечить гидратацию цемента, и тогда бетон вновь придется увлажнять. Для того чтобы избежать этой ненужной работы, важно знать по возможности точнее скорость распространения вакуума *v*, а также количество воды, отсасываемой в единицу времени, с тем чтобы иметь возможность прекратить вакуумирование в нужный момент. Для этой цели был использован очень простой прибор (рис. 19).

Стальной цилиндрический ящик, открытый сверху и снабженный внутри муфтой из пористого каучука, заполнен на высоту *H*, т. е. 10 или 20 *см*, сообразно исследуемому случаю, бетонной смесью. В своей нижней части бетон сообщается с ртутным манометром с помощью трубки, наполненной водой. Сверху он накрывается вакуум-щитом с полотняным фильтром обычного типа, а в вакуум-сеть вводится мензурка, позволяющая

измерить количество отсосанной воды. Если бетон проницаем и непригоден для вакуумирования, ртутные манометры начинают немедленно действовать и вода из нижней трубки всасывается.

Предположив поэтому, что бетон обладает соответствующими качествами, мы устанавливаем прежде всего дебит в функции времени; манометр в определенный момент времени вступает в действие. Время, необходимое для выключения манометра, укажет необходимую продолжительность вакуумирования в соответствии с толщиной образца и позволит вычислить скорость распространения вакуума. Если мы желаем продолжить процесс на непроницаемой опалубке, то перфорированный диск, замыкающий трубку манометра, следует заменить цельным диском. После вакуумирования можно взять образец бетона и по истечении нескольких дней твердения измерить акустическим методом модуль упругости, с тем чтобы определить нарастание прочности в сопоставлении с контрольным образцом.

## Раздельная укладка бетона и раствора. Активизация раствора

Бетон, укладываемый этим способом, т. е. путем предварительной наброски крупных заполнителей и последующей заливки их раствором, представляет собой смесь с прерывистым по необходимости гранулометрическим составом: он состоит из скелета крупных заполнителей, пустоты между которыми заполняются раствором. Но самая интересная особенность его приготовления заключается в том, что эти крупные заполнители укладываются на место предварительно насухо, цементирующий же эти зерна раствор вводится в уже уложенный скелет. Как показывает опыт, этот метод представляет известное преимущество с точки зрения интересов производства работ и может оказаться целесообразным на некоторых строительствах. Для того чтобы в сухую смесь заполнителей ввести раствор, необходимо, чтобы последний имел достаточную текучесть (подвижность). С этой целью заполнители можно подвергнуть вибрированию с частотой, достаточной для приведения раствора в состояние разжижения. Если речь идет о маломерных изделиях (для сборного бетона), то это можно выполнить на обычной виброплощадке (на станковом вибраторе). В иных случаях эта задача решается применением внутреннего вибратора, к которому и присоединяется труба, вводящая раствор в массу заполнителя. Раствор распределяется в этом случае по всей зоне в радиусе действия вибратора.

Этот метод производства работ с использованием маловлажных растворов и высокочастотной вибрации дает бетоны, прочность которых на сжатие может превзойти 1 000 *кг/см*². Передача напряжений производится преимущественно зернами заполнителя, непосредственно, раствор же, будучи сравнительно

деформируемым и обладая меньшей прочностью, нагружается здесь в меньшей степени, чем заполнители. Нужно, однако, заметить, что такой бетон, приобретающий очень быстро высокую прочность, теряет свою способность к дальнейшему упрочнению и даже утрачивает уже достигнутую прочность, если среда, в которой происходит его твердение, недостаточно влажная. Раствор в этих условиях подвергается усадке, вызывает растягивающие напряжения внутри скелета заполнителей и при достаточной величине этого растяжения образует трещины и отделяется от зерен заполнителя. Сверх того, бетоны этого типа обнаруживают всегда низкое сопротивление растяжению. Причина этого заключается в недостаточном сцеплении цемента с поверхностью заполнителей. В обычных бетонах отдельные зерна заполнителей подвергаются при перемешивании взаимному истиранию, в результате чего их поверхность очищается от загрязнений; непосредственное соприкосновение цемента с заполнителями обеспечивается при этом по большей поверхности, и сцепление осуществляется более полно. Между двумя составными частями бетона здесь устанавливается хорошая механическая связь, которую нельзя обнаружить в бетоне раздельной укладки, где на отдельных зернах заполнителей остается пыль или же поверхностная пленка влаги.

Описанный недостаток, которым страдают бетоны раздельной укладки, приготовляемые без перемешивания, представляется, однако, ценным достоинством в некоторых случаях. К ним мы сейчас и переходим в связи с тем, что для приведения раствора в состояние текучести было найдено много и других способов, известных под общим наименованием активизации раствора.

К смеси, состоящей из минеральной пылевидной массы и воды, предъявляется требование, чтобы отдельные ее хорошо смоченные частицы непосредственно после изготовления были равномерно распределены и отделены одна от другой пленкой жидкой фазы. Но подобная смесь необязательно сохраняет устойчивость: существуют силы, которые стремятся сблизить частицы между собой, — это так называемые силы Ван дер Вааля (Van der Waal); имеются, с другой стороны, и силы электростатические, оказывающие противодействие силам притяжения.

При отсутствии сил притяжения образовавшееся из смеси тесто течет, как жидкость (оно не обладает внутренним трением). В состоянии покоя в нем возникает процесс осаждения, так как под действием силы тяжести отдельные частицы в нем будут опускаться вниз. В нижней части контейнера, содержащего такое тесто, сосредоточиваются преимущественно твердые частицы, на поверхность же его выступает вода, иными словами, будет происходить так называемое *отслаивание*. При воздействии же сил внутреннего притяжения отдельные зерна бу-

дут слипаться в хлопья, и мы будем иметь дело с так называемой флокуляцией или коагуляцией взвеси (хлопьеобразованием). Именно это и происходит в цементном тесте, когда в нем при соприкосновении цемента с водой начинается химическая реакция, приводящая к образованию электролита, который в свою очередь вызывает коагуляцию частиц цемента. В такого рода суспензиях высокой концентрации эти хлопья образуют сетку, подобную связке виноградных гроздей (поддерживаемую в жидкости как единое целое), и это сообщает смеси сопротивление трению, т. е. пластические свойства. Смесь при этом теряет способность течь, как жидкость. И, с другой стороны, коагуляция снижает скорость осаждения, а следовательно, и выделение воды сверху, т. е. отслаивание.

Вся техника активизации растворов сводится к физико-химическому или механическому вмешательству в процесс коагуляции с целью воздействия на его интенсивность. При бетонировании раздельным методом (и при цементации) с нагнетанием раствора последний должен быть достаточно жидким, для того чтобы его можно было нагнетать по трубам и чтобы он легко мог заполнять поры скелета. Необходимо, следовательно, чтобы его сопротивление сдвигу было бы по возможности наименьшим. Всякое снижение сопротивления сдвигу облегчает нагнетание. Будучи уже уложен, раствор не должен ни расслаиваться, ни терять содержащуюся в нем воду: он должен быстро затвердеть, для того чтобы не подвергнуться перемещениям, и выдержать возможные уже с самого начала укладки нагрузки, как, например, гидростатическое давление или гидродинамическое воздействие (размыв). В дальнейшем он должен приобрести расчетные прочностные свойства и не давать чрезмерной усадки. Иначе говоря, раствор должен быть жидким, пока он находится в движении, и твердым — в покое. Техническими приемами его нужно сделать тиксотропным, и этого можно достигнуть как химическим, так и механическим путем.

Химический способ активизации состоит в том, что в воду затворения вводится растворимое диспергирующее вещество — пластификатор, способный уменьшить взаимное притяжение зерен и содействовать выделению воздуха из смеси. Поглощение молекул пластификатора поверхностями твердых частиц приводит к смазке этих поверхностей. При этом наблюдается снижение внутреннего трения и сцепления с одновременной интенсификацией водоотделения. Это последнее обстоятельство не имеет значения, пока раствор находится в движении. Затем раствору следует сообщить свойства, необходимые ему на месте укладки. Это достигается введением в тесто некоторого количества алюминия в виде тонкомолотого порошка, специальным образом обработанного, который, воздействуя на содержащуюся в цементе известь, выделяет из нее множество мельчайших пузырьков воздуха. Если для этой реакции созданы над-

лежащие условия, то уложенный на место раствор будет заключать в себе вовлеченный воздух, обладать связностью (сцеплением), непроницаемостью, не будет осаждаться и обнаружит легкое набухание, производя слабое кратковременное давление на окружающие его твердые зерна заполнителей. Этого давления достаточно для того, чтобы развивающееся при этом сопротивление сдвигу обеспечило устойчивость. Сверх того, указанное давление компенсирует, по крайней мере отчасти, возможную в процессе твердения усадку.

В некоторых случаях в цемент можно ввести порошкообразную добавку весьма тонкого помола (более тонкого, чем цемент) со свойствами пуццолана, которая не только улучшает твердение бетона, но и образует, кроме того, между зернами заполнителя своего рода вязкую тиксотропную суспензию; последняя при транспортировании раствора является фактором, противодействующим коагуляции.

Именно это свойство частиц тонкомолотых материалов приобретает значение в механической активизации. Действительно, если цементное тесто подвергнуть активизации с очень большой скоростью в специальной мельнице, т. е. создать очень высокие градиенты скорости, то частицы, способные цементироваться в более крупные скопления, будут сразу же разъединяться, а содержащийся в них воздух будет из них извлекаться. Этим исключается возможность коагуляции цемента во время транспортирования, но ничто не будет препятствовать его гидратации. Последняя совершается в поверхностном слое зерен. Часть этого слоя отрывается при движении и остается в воде во взвешенном состоянии. С прекращением движения мельчайшие кристаллы гидратов, находящиеся во взвешенном состоянии, образуют коллоид, который препятствует или во всяком случае сильно замедляет процесс коагуляции. Таким путем можно приостановить коагуляцию, а это, как и применение диспергирующих веществ, дает возможность нагнетать раствор с большего расстояния и стабилизировать его по введении в бетон.

Но эта процедура требует большой тщательности при проведении ее на практике. Дозировка воды затворения должна быть произведена с надлежащей точностью, поскольку всякий излишек воды препятствует образованию коллоида и тем самым аннулирует эффект всей процедуры. Реологические характеристики активизированного раствора можно исследовать, измеряя его дебит (расход) в трубе при потере напора. Прежде всего можно заметить, что вытекание раствора напоминает скорее выдавливание зубной пасты из тюбика, т. е. что из наконечника поступает при этом тесто в форме цилиндра, а не вязкая жидкость. Это тесто обладает внутренним трением, оказывает сопротивление концентрическому сдвигу (скольжению), почему такое скольжение и происходит только в тонком, вязком слое, расположенном на поверхности контакта между трубой и те-

стом. Если мы измерим дебит $U$ в функции потери напора $\frac{dP}{dx}$, то найдем, что до некоторого определенного значения последней он будет оставаться равным нулю, в дальнейшем же будет возрастать по линейному закону вида

$$U = Q\left(\frac{dP}{dx} - A\right),$$

где $A$ — наименьшее значение потери напора, допускающее нагнетание;

$Q$ — коэффициент расхода.

Как общее правило, активизация раствора влечет за собой возрастание $A$, т. е. прилипание раствора к стенкам трубы. В этом нет ничего удивительного, поскольку коагуляция усиливает взаимное притяжение частиц, находящихся во взвешенном состоянии.

Сверх напора, необходимого для того, чтобы началось вытекание, активизация раствора приводит всегда и к увеличению расхода. Вязкость поверхностного слоя, в котором скопляются менее крупные частицы, снижается. Добавим, что повышение коэффициента расхода $Q$ в результате активизации получается тем больше, чем меньше дозировка воды. Наконец, измерения водоотделения свидетельствуют о том, что механическая активизация снижает *отслаивание*, если водоцементное отношение ниже определенного значения, зависящего от состава бетона и лежащего в интервале 35—60%. Какие бы свойства раствора мы ни исследовали, всегда приходится встречаться с этим критическим значением *В/Ц*, связанным, по-видимому, с образованием коллоида в пространстве между зернами и доступным определению только из опыта. Этим же критическим значением определяется и отделение песка, изменяющееся в тех же пропорциях, что и водоотделение. Практическое применение механической активизации представляет собой поэтому дело, требующее от инженера большого технического чутья и умения сделать правильный выбор между противоречивыми условиями: необходимостью обеспечить возможность нагнетания раствора и опасностью его расслоения. Перед началом производства работ должны быть тщательно поставлены испытания, целью которых является выявление дозировки смеси для точного соблюдения ее на практике.

### Бетоны с вовлеченным воздухом. Пластификаторы

Вовлечение в бетон воздуха достигается посредством добавления к цементу и воде затворения некоторого количества пенообразующего вещества. Множество мельчайших пузырьков воз-

духа возникает при этом внутри бетонной смеси, причем общий их объем должен составлять 3—6% от объема бетона. Подобные добавки сообщают бетонной смеси улучшенную по сравнению с обычной удобоукладываемость, а в затвердевшем состоянии — повышенную водонепроницаемость и морозостойкость. Но эти улучшения достигаются лишь при вполне определенных условиях; несоблюдение их не только сводит на нет все эти благотворные результаты, но и может снизить качество бетона, вплоть до угрозы полной его непригодности.

Используемые в этих целях пенообразующие добавки — обычно органического происхождения: это древесные смолы, жирные кислоты, мыла в сочетании со смачивающими веществами, замедлители и ускорители схватывания. Существует много различных типов воздухововлекающих добавок. Существенное значение имеет их способность образовывать пену и выделять пузырьки воздуха малого диаметра, обладающие поверхностным натяжением; не вступая в какие-либо заметные химические взаимодействия с цементом, они обеспечивают устойчивость смеси.

Будучи введена в бетономешалку вместе с цементом и водой затворения, добавка содействует обогащению бетона воздухом, объем которого определяется различными факторами, в том числе: зерновым составом, минералогической природой заполнителей, дозировкой цемента, способом перемешивания и его продолжительностью, природой и количеством примененной добавки. Фактически воздух вовлекается раствором и прежде всего зернами песка размерами 0,2—1 *мм*. Если содержание в песке более мелких чем 0,3 *мм* фракций увеличивается, объем вовлеченного воздуха уменьшается. Наблюдается, что известняковые пески благодаря пористости и поверхностным свойствам вовлекают меньше воздуха, чем кварцевые. В связи с этим следует ограничивать относительную долю мелкозернистого песка с верхней границей 0,4 *мм*. Цемент действует аналогично — увеличение его дозировки снижает объем вовлеченного воздуха.

В обычном (без добавок), хорошо составленном бетоне объем естественно вовлеченного воздуха составляет чаще всего 1—3%. Надлежащая добавка повышает это содержание до 6%, однако признано, что наилучшие результаты получаются при норме 4%. Роль пенообразующей добавки заключается, таким образом, не столько во введении воздуха в бетон, сколько в том, что неравномерно распределенная в бетоне по воздушным мешкам и слоям газообразная фаза преобразуется под ее воздействием во множество воздушных пузырьков почти сферической формы. Диаметр этих пузырьков определяется границами 50—250 μ, в среднем приблизительно 200 μ. Это позволяет заключить, что в объеме 1 $м^3$ бетона должно содержаться $50 \cdot 10^{10}$ таких пузырьков.

Для того чтобы установить количество добавки, требующееся для достижения желаемого результата с учетом факторов технологического порядка, в каждом конкретном случае необходимо предварительно определить количество воздуха, содержащееся уже в бетоне до введения добавки. Его находят из измерения разностей плотности под переменным гидростатическим или пневматическим давлением, причем изменение объема бетонной смеси приводит к соответствующим величинам объема воздуха, определяемым с использованием закона Мариотта. Можно также произвести подсчет воздушных пузырьков под микроскопом в шлифе затвердевшего бетона, но этот метод трудоемкий и требует большой тщательности.

Мы уже описали свойства свежей бетонной смеси тем, что дали ее основные характеристики — сцепление, коэффициент внутреннего трения, вязкость, способность к расслаиванию, водоотделение. Теперь своевременно поставить вопрос о том, какое влияние оказывает вовлеченный в бетон воздух на эти основные его свойства.

Как уже сказано выше, исследование бетона под микроскопом обнаруживает, что имеющиеся в нем обычно поры отличаются чрезвычайно разнообразными формами и размерами, чаще всего довольно крупными — свыше нескольких десятых миллиметра. В бетоне с вовлеченным воздухом эти поры приобретают форму, приближающуюся к сферической, а размеры получаются значительно более мелкими. Эти пузырьки, размещающиеся между зернами заполнителя, в частности между зернами песка, обволакиваются тонкими пленками, обладающими поверхностным натяжением. Укрепляясь на твердых зернах, они возбуждают между этими последними силы сцепления, при всей своей незначительности все же ощутительные. Лучше всего это явление можно сравнить с тем, что происходит при сбивании яиц в снегу. Белок, обогащаясь проникающими в него пузырьками воздуха, превращается при этом в пену (мус), которая, обладая внутренним сцеплением и, следовательно, структурой, приобретает благодаря этому свойства твердого тела (сохранение формы).

Приготовим из цемента, песка и воды раствор. Он обладает некоторым, близким к нулю, сцеплением и некоторым коэффициентом трения. Заменим теперь часть песка пузырьками воздуха и проведем испытание на сдвиг, чтобы измерить коэффициент внутреннего трения. В результате скольжения зерна песка будут совершать вращательное движение, поскольку же форма их неправильная, эти движения создадут в окружающей среде турбулентность и, следовательно, будут испытывать сопротивление тем большее, чем резче выражены неправильности формы. Пузырьки же воздуха имеют сферическую форму и, что особенно важно, легко деформируемы. Силы реакции, противодействующие их перемещениям, будут поэтому наимень-

шими. Легко понять, что замена некоторого количества песка воздухом может привести к уменьшению сопротивления скольжению, иными словами, к снижению коэффициента внутреннего трения. Сверх того, смачивающее вещество, всегда вообще присутствующее в воздухововлекающих добавках, препятствует коагуляции цемента и пластификатора. В конечном счете воздухововлекающая добавка и вовлеченный воздух, действуя совместно, весьма ощутительно снижают внутреннее трение, в то время как капиллярные натяжения усиливают сцепление.

Прямая Кулона для обычного бетона имеет своим началом точку, близкую к началу координат, и наклонена к оси абсцисс

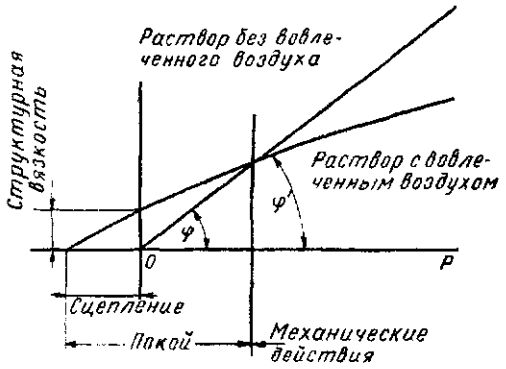


Рис. 20

под углом $\varphi$. Замена части песка воздухом смещает эту прямую влево от начала координат и несколько наклоняет ее к оси абсцисс, так что угол $\varphi'$ получается меньше угла $\varphi$ (рис. 20).

Таким путем можно сообщить бетонной смеси способность к слиянию, благодаря которой она не будет расслаиваться при транспортировании. Под небольшими механическими воздействиями она приобретает повышенную недеформируемость, более высокую жесткость. На рис. 20 это состояние обозначено как состояние покоя.

При более значительных механических воздействиях, имеющих место в процессах укладки бетонной смеси, структурная вязкость ее снижается сравнительно с контрольным образцом, удобоукладываемость бетона улучшается. С другой стороны, расслаивание уменьшается в связи с тем, что перемещению крупных зерен заполнителей оказывают противодействие реакции пленок, образующих связи между зернами. Замечено также, что бетонная смесь с вовлеченным воздухом довольно резко отличается своим поведением от обычной бетонной смеси. Своим внешним видом она напоминает более или менее студнеобразную массу — гель; это объясняется ее структурной вязкостью и позволяет, например, транспортирование в грузовых

машинах без ущерба для ее однородности. Однако при перемешивании она тотчас же вновь переходит в жидкое состояние, пока разрушенные движением молекулярные и поверхностные связи не восстанавливаются вновь. Такая бетонная смесь характеризуется не только сниженным коэффициентом трения, она приобретает, сверх того, и тиксотропные свойства, и это значит, что при одинаковых осадках конуса Абрамса бетонная смесь с вовлеченным воздухом будет обладать лучшей удобоукладываемостью, чем обыкновенная бетонная смесь.

Наконец, опыт показывает, что бетонная смесь с вовлеченным воздухом в меньшей степени, чем обыкновенная, подвержена водоотделению. Движение воды внутри скелета заполнителей теснейшим образом зависит от его водопроницаемости. Чем более водопроницаем свежеуложенный бетон, тем в большей степени он склонен выделять влагу, и это очень легко понять. Воздушные пузырьки, попадая в каналы, по которым должна циркулировать вода, застревают в их стенках и создают пробки. Для того чтобы найти путь, вода должна сорвать эти пузырьки со стенок и увлечь их с собой или же раздавить их. Раздавливание возможно лишь в том случае, если вода будет воздействовать на воздушные пузырьки с большим избыточным давлением, а так как давление внутри пузырьков превышает атмосферное, то на деле в этих условиях речь может идти лишь об изменениях их объема. Воздушные пузырьки отрываются поэтому от стенок и, увлекаемые водой, переносятся в такие места, где они получают возможность более прочно укрепиться на ближайших зернах заполнителя. Пробки образуются тогда в самых благоприятных для закупорки местах, количество протекающей воды сокращается, проницаемость снижается до ничтожной величины. Вовлечение воздуха, таким образом, сразу приносит нам все выгоды. Пузырьки воздуха выполняют роль заполнителей, обогащая зерновой состав песка в области мелких фракций и повышая пластичность без увеличения дозировки воды. Но это — заполнители, наделенные совершенно особыми свойствами, происхождение которых кроется в присущих им поверхностном натяжении и деформируемости. Если мы, используя эти свойства, научились повышать пластичность и уменьшать внутреннее трение без добавки воды, то этим самым мы открыли путь к получению бетонов со сниженным водоцементным отношением, не уступающих, однако, обычным в отношении удобоукладываемости. К этому собственно и сводится вся техника приготовления бетона с вовлеченным воздухом.

Пользуясь классическими формулами прочности бетона, выражающими ее в зависимости от плотности, воздух в них следовало бы при первом приближении учитывать на равных основаниях с водой. Ведь если удалить из бетона некоторое количество воды, эквивалентное введенному количеству воздуха, то прочность от этого не должна измениться. Опыт, однако, пока-

зывает, что дело обстоит иначе. Пузырьки воздуха выполняют здесь роль, не равноценную той, которая принадлежит заменяемой ими воде, поскольку одновременно они заменяют частично и мелкозернистые фракции заполнителей, равномернее распределяются по всему объему бетонной смеси, имеют очень малые размеры и сферическую форму. Получившая общее признание формула Фере (Feret) имеет вид

$$R_c = K\left(\frac{c}{c+e+a}\right)^2,$$

где $c$, $e$, $a$ — относительные объемы цемента, воды и воздуха.

На основании изложенного ее следует исправить так:

$$R_c = K\left(\frac{c}{c+e+\lambda a}\right)^2,$$

где $\lambda$ — коэффициент, который должен быть меньшим единицы в том случае, если воздух распределен в бетоне в виде мельчайших пузырьков, и равным единице для обыкновенного бетона.

Если сравнить два бетона с одинаковой дозировкой цемента, в одном из которых содержится $e_0$ воды и $a_0$ свободного воздуха, в другом же $e_1$ воды и $a_1$ воздуха в пузырьках, то отношение их прочностей будет равно

$$\frac{R_0}{R_1} = \left(\frac{c+e_1+\lambda a_1}{c+e_0+a_0}\right)^2.$$

Положим

$$a_1 = a_0 + \Delta a,$$

где $\Delta a$ — количество вовлеченного воздуха, и

$$e_1 = e_0 - \Delta e,$$

где $\Delta e$ — количество удаленной воды. Тогда

$$\frac{R_0}{R_1} = \left(\frac{c+e_0+\lambda a_0-\Delta e+\lambda\Delta a}{c+e_0+a_0}\right)^2.$$

Для бетона с расходом цемента 350 *кг/м*³ и воды 210 *л/м*³ при замене мелкозернистого песка равным объемом вовлеченного воздуха и $\Delta a = 2\Delta e$, принятым с целью сохранения прежней удобоукладываемости [1], величина коэффициента была установлена равной 0,9. Введя это значение, приходим к следующей упрощенной формуле:

$$\frac{R_1}{R_0} - 1 = \Delta R = -2{,}5\Delta a,$$

[1] Следует заметить, что, поскольку пузырьки воздуха не нуждаются в воде смачивания, требующейся для зерен песка, постольку общее количество воды затворения может быть значительно уменьшено.

указывающей, что вовлечение 1% воздуха приводит к потере прочности в размере 2,5%.

Тощий бетон с расходом цемента 250 *кг/м*³ и с содержанием воздуха в количестве 6%, превращенного в пузырьки без дополнительного вовлечения, обнаружил повышение прочности на 4%.

Но здесь происходит перераспределение в зерновом составе раствора без изменения общего объема. Простая добавка воздуха без изменения состава влечет за собой падение прочности в пределах 3—6% на 1% вовлеченного воздуха при одинаковой приблизительно удобоукладываемости. Этому соответствует формула

$$\frac{R_0}{R_1} = \left(\frac{c + e_0 + \lambda a_0 \quad \Delta e + \lambda \Delta a}{(c + e_0 + a_0)(1 - \Delta a)}\right)^2,$$

которая при упрощении ее для расхода цемента в границах 300—400 *кг/м*³ дает приближенно

$$\frac{R_1}{R_0} - 1 = \Delta R = -4{,}5\Delta a.$$

Для случая, когда количество воды не изменяется и добавляется лишь воздух, получаем приближенную формулу

$$\frac{R_1}{R_0} - 1 = \Delta R = -6{,}5\Delta a.$$

Эти данные позволяют судить о том, какие потери прочности могут получиться в результате последовательно вносимых коррективов в дозировку воды и в зерновой состав песка. Во многих случаях воздухововлекающая добавка содержит в себе диспергирующее вещество, играющее роль пластификатора. Наряду с образующимися при этом в бетоне пузырьками воздуха оно оказывает свое действие также и на уменьшение внутреннего трения. Существуют пластификаторы, действующие даже и без вовлечения воздуха и позволяющие значительно уменьшить количество воды затворения. Но в таких случаях надо остерегаться водоотделения, что представляет собой оборотную сторону вышеуказанных выгод. При наличии же вовлеченного воздуха водоотделение обезвреживается пузырьками воздуха, и тогда этот дефект почти полностью исчезает. В этих условиях может случиться, что под воздействием пластификатора убыль воды может превысить объем вовлеченного воздуха. При этом наблюдается выигрыш в прочности, увеличивающийся еще и от того, что повышенная пластичность допускает и более интенсивное уплотнение, главным образом в случае тощих бетонов.

Остановимся теперь на двух весьма важных характеристиках бетона с вовлеченным воздухом — водонепроницаемости и морозостойкости. При наблюдении за состоянием бетонных покрытий на автодорогах американские инженеры обнаружили,

что на участках, не пострадавших от мороза, бетон оказался с многочисленными пузырьками воздуха. Описанная нами сейчас технология возникла, таким образом, из стремления сообщить бетону морозостойкость. Мороз же оказывает разрушающее действие на бетон лишь в том случае, если он содержит воду, т. е. если он водопроницаем.

Перемещение воды внутри бетона происходит по каналам весьма малого диаметра, так называемым капиллярам, и подчиняется законам капиллярного движения. Но в бетоне могут оказаться и каналы большего диаметра, в которых вода протекает по законам гидравлики. Такие каналы представляют собой полости трубчатого или пластинчатого вида, причем образуются они еще при изготовлении бетона. Результатом вовлечения в бетон воздуха является разобщение этих воздушных полостей и измельчение их во множество рассеянных воздушных пузырьков. Последние не сообщаются уже между собой непосредственно, и происходившая по законам гидравлики циркуляция воды прекращается. Остаются лишь мелкие, почти сферические полости, окруженные пористой средой из гидратированного цементного теста. В этой среде возможно лишь капиллярное движение воды. Капиллярное всасывание в подобной среде находится в обратном отношении к диаметру капиллярных скважин. Всякое увеличение их поперечного сечения влечет за собой уменьшение всасывания. Такую именно роль и играют воздушные пузырьки, попадающие в капилляры: уширяя эти каналы и снижая капиллярное всасывание, они тем самым создают препятствие для распространения воды. Мы приходим, таким образом, к парадоксальному, на первый взгляд, выводу, что в пористой среде воздушные пузырьки, размеры которых превышают сечение капиллярных каналов, создают своего рода пробки так же, как твердые водонепроницаемые частицы. Они обтекаемы, но не пропитываются водой. Этим объясняется, почему бетоны с вовлеченным воздухом так мало гигроскопичны.

Мороз разрушает бетон потому, что вода при замерзании расширяется. Но замерзает она нормально, лишь будучи свободной, и чем менее она свободна, тем ниже температура ее замерзания. Вода, содержащаяся в капиллярах и в тонких слоях, подвергается действию значительного натяжения, снижающего температуру ее замерзания. Следует, по-видимому, считать доказанным, что содержащаяся в бетоне вода, не связанная химически, не может замерзнуть, пока температура не упадет до —75°. В реальной обстановке, следовательно, замерзнуть может лишь вода, заключенная в полостях сравнительно больших размеров. Техника вовлечения воздуха и приводит как раз к уменьшению размеров водяных пор, к их рассредоточиванию и разобщению. Если допустить, что некоторые из них и окажутся даже наполненными водой после продолжительной пропитки бетона, сферическая форма этих полостей будет все-

же наивыгоднейшей, поскольку она позволит расположенному вокруг этого воздушного включения материалу оказать наибольшее сопротивление давлению, возникающему при увеличении объема заключенной в этой полости воды. В воде создается состояние избыточного давления, в результате чего она просачивается сквозь стенки капилляров из сравнительно более холодных областей в более теплые. Она заполнит постепенно все более и более отдаленные от охлаждаемой поверхности ячейки. Каждый воздушный пузырек играет роль расширителя для воды, сжатой замерзанием. И опыт действительно показал, что бетоны с вовлеченным воздухом оказывают гораздо лучшее сопротивление попеременному воздействию замораживания и оттаивания[1].

Водонепроницаемость и слабая гигроскопичность — факторы, повышающие морозостойкость, — благоприятствуют также повышению стойкости бетона и в отношении коррозии, и в особенности, разрушительного действия агрессивных вод.

Подводя итоги сказанному, следует еще раз отметить, что вовлечение воздуха резко улучшает свойства свежей бетонной смеси, равно как и стойкость затвердевшего бетона в отношении физических и химических воздействий. Но его механическая прочность может потерпеть некоторый ущерб, если только теми или иными мерами не удастся при этом уменьшить количество воды затворения на величину, равную объему вовлеченного воздуха или превышающую его. Пузырьки воздуха следует рассматривать как фракцию зернового состава заполнителей на тех же основаниях, как и мелкозернистый песок. Дозировка воздухововлекающих добавок должна устанавливаться из практики в соответствии с технологией изготовления бетонной смеси и методикой ее укладки. Оптимальное содержание воздуха определяется приблизительно в 4%. На строительной площадке, разумеется, надлежит организовать по возможности частый контроль за соблюдением этой нормы.

---

[1] Подробнее этот вопрос освещен в главе IV.

Глава II

# ДЕФОРМАЦИЯ БЕТОНА

Принято считать, что с того момента, как содержащееся в бетоне вяжущее (цемент) подверглось схватыванию, бетон следует рассматривать как твердое тело; в действительности — это вещество, находящееся в процессе непрерывного изменения. Оно проявляет чувствительность к внешним условиям, физическим и механическим; хотя его реакции медленны, но всякое воздействие оставляет на нем неизгладимый след, оказывающий влияние на все его последующие состояния. Оно как бы «одарено памятью». Портланд-цемент, являющийся носителем этих свойств, подвергается химическому изменению, которое начинается с гидратации и продолжается в течение всего последующего времени. Можно сказать, что возраст и история бетона определяют его свойства, из которых некоторые являются как бы «прирожденными», другие — развиваются со временем. Это придает бетону условное сходство с живым организмом, поскольку и в нем также при обычных условиях происходит необратимое преобразование структуры вяжущего вещества и поскольку вода в этой структуре играет столь же важную роль.

Подобно всякому другому твердому телу бетон деформируется под нагрузкой. Он подвергается как упругому, так и пластическому деформированию, причем, если нагрузка поддерживается длительное время, он испытывает деформацию, медленно нарастающую с течением времени. По устранении нагрузки обратимая часть деформации исчезает, необратимая — остается навсегда. Но бетон деформируется также и без нагрузки, и эта самопроизвольная деформация — усадка или набухание — зависит от температуры и от влажности окружающей среды. Она сопровождается испарением и водопоглощением, поддающимися весовому определению. Хотя деформацию, производимую нагрузкой, и деформацию самопроизвольную нельзя, по-видимому, считать совершенно независимыми, полезно начать с изучения самого простого, на первый взгляд, явления, а именно с процесса, который называется обычно усадкой.

## Самопроизвольная деформация — усадка

Причина самопроизвольной деформации бетона, насколько об этом можно судить из опыта, заложена в гидравлическом вяжущем (портланд-цементе) и возникает она главным образом в связи с миграцией содержащейся в цементе воды. И действительно, испарение воды, обнаруживающееся суммарно в потере веса, сопровождается и уменьшением объема, поглощение же воды влечет за собой увеличение размеров.

Для того чтобы уяснить механизм усадки, в первую очередь надлежит изучить условия испарения содержащейся в бетоне воды, а затем исследовать зависимость между количеством испаряющейся воды и уменьшением объема.

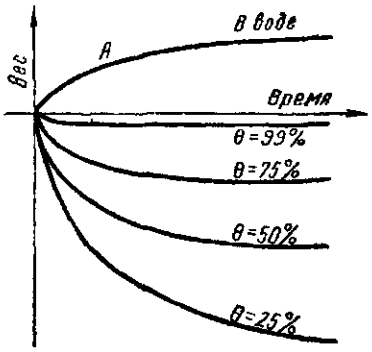


Рис. 21 Изменения веса бетонных призм в различных условиях влажности

Условия испарения и поглощения воды определяются влажностным режимом среды и продолжительностью пребывания в ней. Если несколько одинаковых бетонных призм поместить после схватывания в воду, в воздух, насыщенный влагой (99%), в воздух различной относительной влажности ($\theta$ =75; 50; 25%), то, измеряя последовательно вес образцов через определенные промежутки времени, можно будет получить серию кривых, общий характер которых представлен на рис. 21. С увеличением срока выдерживания в той или иной среде вес образца стремится к некоторой постоянной величине: между содержанием воды в образце и влажностью среды устанавливается со временем состояние равновесия.

Можно было бы предположить, что мы имеем здесь дело с явлением капиллярного испарения, падающего до нуля при 100% влажности среды и возрастающего до полной своей величины, когда влажность среды равна нулю. Опыт, однако, показывает, что явление это гораздо сложнее. Атмосфера, влажность которой достигает 99%, может вызвать либо испарение, либо увеличение веса, но ни в коем случае не стабилизирует веса. Объясняется это тем, что в процессе участвуют разные виды воды, свойства которых различаются в зависимости от степени связи их с твердым веществом.

Рассмотрим губчатый крупнопористый заполнитель — материал, не имеющий никакого химического сродства с водой. Увлажним его до насыщения водой и поместим в воздушную среду. В конце концов вся вода испарится, какова бы ни была

влажность воздуха. Вода не может оставаться в жидком состоянии при наличии безграничного объема воздуха. В бетоне всегда имеется некоторое количество свободной воды, которую можно удалить из него при наличии этих условий. Но в нем содержится также и вода, связанная особым образом с цементом. Силы, отрывающие ее от твердого вещества, зависят от давления пара газообразной фазы. Исследование этой связанной воды чрезвычайно сложно. Она может быть связана различными способами, и здесь следует различать воду капиллярную, воду адсорбированную (поглощенную), воду цеолитовую и кристаллизационную. Остается еще вода, вступающая в химическое соединение гидратации, не поддающаяся извлечению при обычной температуре.

Трудно разобраться в этой сложной системе, не теряясь в деталях. Между тем строитель-практик нуждается в установлении какого-то простого закона испарения. В качестве первой расчетной гипотезы для закона испарения была принята сперва линейная зависимость, как это часто бывает на первых порах развития науки. Было высказано предположение, что количество испарившейся воды после неопределенно длительного пребывания в атмосфере с относительной влажностью $\theta$ пропорционально величине $1-\theta$ и что функция времени $\varphi(t)$ не зависит от $\theta$. В соответствии с этим предположением количество испарившейся воды может быть представлено выражением

$$E = E_n (1 - \theta) \varphi (t),$$

где $\varphi(t)$ — функция, обращающаяся в нуль при $t=0$ и имеющая своим пределом 1, когда $t$ стремится к бесконечности.

Эта гипотеза, казалось, находила подтверждение в опыте, однако лишь до той поры, пока некоторые цементы, как, например, шлакопортланд-цемент, и некоторые ячеистые бетоны не обнаружили потерь воды, превосходивших значения, предусмотренные линейным законом. Я лично также построил теорию, которая оказалась неточной во многих частных случаях. Между тем практическое решение, как это мы увидим из дальнейшего, сравнительно просто.

Если для некоторой определенной продолжительности выдерживания в атмосфере с влажностью $\theta$ наносить на график значения количеств воды, недостающие по отношению к значениям кривой $A$ (см. рис. 21) (т. е. относительно принятой за основу кривой насыщения в воде), то можно получить ряд зависящих от $\theta$ точек, которые расположатся на прямой $a$ (рис. 22). Эта прямая пересечет ось абсцисс в точке, расположенной вправо от $\theta = 1$.

Для более продолжительного срока выдерживания мы найдем другую прямую — $a'$, наклоненную более круто к оси абсцисс и пересекающую первую кривую вправо от $\theta=1$. После-

довательные ординаты для $\theta = 1$ определяют количество свободной воды $E_l$, которая может испариться при влажности, несколько меньшей 100% в сравнении с насыщенным состоянием, которое характеризуется кривой $A$ (см. рис. 21). Последовательные ординаты для $\theta = 0$ определяют теоретическое значение полного количества воды, поддающегося испарению. Эти значения имеют лишь теоретический смысл, поскольку никакой проверки нельзя провести при относительном содержании влаги ниже 35%; возможно, что по истечении некоторого срока это количество начнет превышать норму реально испаримой воды, т. е. общего количества введенной в бетон воды за вычетом химически связанной воды. Прямая $a'$ перерезается в таком случае горизонталью $C$ — в этих условиях испарение прекращается, а вместе с тем приостанавливается также и твердение цемента. Это ограничение, имеющее силу лишь при весьма низких значениях влажности, допускает, однако, еще широкую экстраполяцию и позволяет сохранить за величиной $E$ расчетное значение. В таком случае разность $E_\theta = E - E_L$ следует назвать величиной гигрометрической воды. Смысл этого термина заключается в том, что если бетон вновь поместить в насыщенную атмосферу, то такой атмосфере возможно будет вернуть лишь это именно количество $E_\theta$; такой переход обратим в воздухе, тогда как величина $E_L$ допускает обратный переход лишь при выдерживании в воде.

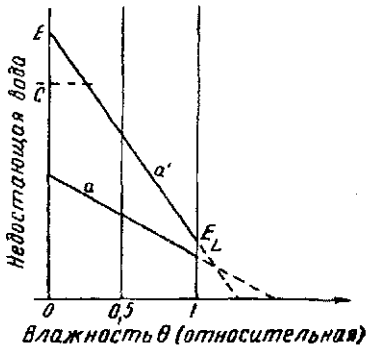

Рис. 22

Для того чтобы функция испарения $\varphi(t)$ не зависела от $\theta$, нужно, чтобы все прямые пересекались в одной точке; в действительности этого нет, поэтому закон испарения должен иметь вид

$$E = E_L\,\varphi(t) + E_\theta\,(1-\theta)\,\varphi'(t).$$

Значения испарения воды свободной и воды гигрометрической налагаются одно на другое и следуют различным законам. Нам нужно теперь найти эти законы.

Движение воды из пористого тела во внешнюю среду подчиняется закону Фурье:

$$\frac{dE}{dt} = \lambda\left[\frac{\partial^2 E}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 E}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 E}{\partial z^2}\right] = \lambda_{xyz}\Delta^2 E,$$

где $x$, $y$, $z$ — прямоугольные координаты, определяющие положение элементарного кубика, в котором изучается изменение содержания воды $E$.

Этот закон испарения был подтвержден экспериментально, а то обстоятельство, что им же описывается и потеря теплоты, дает основание для интересной аналогии. В частности, время, необходимое для испарения определенного количества воды из призматического образца, пропорционально при прочих равных условиях квадрату отношения объема к поверхности.

Интегрирование уравнения Фурье для применяемых обычно на практике форм невыполнимо или же приводит к разложениям в ряды слабой сходимости и потому чересчур трудоемким для вычисления. Зато для выражения полного количества испаряющейся из призмы воды можно найти эмпирическую функцию, весьма близкую к теоретическому закону, представленному уравнением. Эта эмпирическая функция имеет вид

$$E = E_h (1 - e^{-\frac{K}{D}\sqrt{t}}),$$

где $K$ — коэффициент диффузии;

$D$ — средний поперечный размер, равный отношению объема к поверхности;

$E_h$ — полное количество воды, поддающейся испарению;

$t$ — срок выдерживания, отсчитываемый с момента введения образца в среду с влажностью $\theta$.

Это выражение, будучи эмпирическим, представляет, однако, интерес и само по себе, поскольку оно описывает физическое явление, доступное наблюдению в реальности. Действительно, скорость испарения определится отсюда, как

$$\frac{dE}{dt} = -\frac{K}{2D} \cdot \frac{E_h - E}{\sqrt{t}}.$$

Полная скорость испарения пропорциональна количеству остающейся воды и обратно пропорциональна функции времени. Эту функцию можно, однако, исключить, выразив $t$ через $E$:

$$\frac{dE}{dt} = \frac{1}{2} \cdot \frac{K^2}{D^2} E_h \frac{1 - \frac{E}{E_h}}{\ln\left(1 - \frac{E}{E_h}\right)}.$$

Окончательно закон испарения примет вид

$$E = E_L [1 - e^{-\lambda L \sqrt{t}}] + (1 - \theta) E_\theta [1 - e^{-\lambda_\theta \sqrt{t}}].$$

Коэффициенты усредненной диффузии $\lambda = \frac{K}{D}$ легко можно

будет получить, исходя из значений $E_L$ и $E$ для $\theta=1$ и $\theta=0$ для нескольких измерений (достаточно двух), проведенных в разных возрастах и допускающих экстраполяцию, которая дает предельные значения. Такие измерения были выполнены на призмах из цементного камня в возрастах до 1 500 дней. Они установили вполне приемлемое согласие между формулой и опытом, но самым любопытным было при этом констатировать, что и кривая $A$ (рис. 21) может быть точно так же выражена в той же аналитической форме. Если $E$ представляет собой количество воды, поглощенной за время выдерживания образца в воде, то оно же выражает и увеличение объема пор в цементном камне, получившееся в результате контракции при образовании гидратов. Это поглощение должно поэтому сопровождать довольно близко процесс химического соединения, протекающий при твердении. Пользуясь этим, можно полностью сформулировать законы испарения бетона на основе небольшого числа постоянных характеристик $K_L, K_\theta, K_A$, если этот бетон с самого начала выдерживается в среде с заданной постоянной влажностью. Что происходит, если начало испарения задерживается, т. е. если бетон остается в воде неделю, месяц, год и т. д., прежде чем его поместят в воздух? Опыт показывает, что процесс протекает одинаково, изменяется лишь коэффициент диффузии $\lambda$, уменьшающийся при предварительном выдерживании бетона в воде. Никакого точного закона этого изменения не было установлено, — для призмы из чистого цементного камня со стороной 3—4 *см* оно получается весьма большим $\lambda=\frac{\lambda_0}{a^{1/9}}$ и падает до значительно меньшей величины для призмы из бетона

$$\lambda=\frac{\lambda_0}{a^{1/12}},$$

где $a$ — возраст, при котором образец переносится на воздух.

Причину этих изменений следует искать, вероятно, в химическом поверхностном явлении кристаллизации и закупорки пор. Существенным здесь является то, что в результате длительного выдерживания бетона в сухом воздухе с влажностью $\theta$ отношение окончательных количеств испарившейся воды к воде затворения не зависит от условий предварительного хранения, оно зависит лишь от состава бетона в момент затворения и от $\theta$.

Познакомившись с законами испарения, мы сможем теперь перейти к самой усадке. В этом направлении было сделано много попыток, и самой интересной была попытка Фрейссине связать явления усадки с капиллярным натяжением гигрометрической воды. Я сам разработал аналогичную теорию, но это оказалось напрасной работой, так как точное испытание, проведенное с целью ее проверки, обнаружило ее несостоятельность.

В действительности это явление значительно проще. Нанесем, как это было на рис. 21, значения набухания и усадки в функции времени. На рис. 23 представлена кривая набухания в воде и серия кривых усадки, из которых каждая тем дальше отстоит от оси абсцисс, чем меньше $\theta$. Если значения усадки отсчитывать от кривой $A$ и откладывать их в функции $\theta$, то мы найдем, что полученные таким путем для каждого возраста бетона точки расположатся на прямой. Интересной особенностью этой прямой следует считать то, что она пересекает ось абсцисс в точке, расположенной вправо от $\theta=1$, и в точности соответствующей той точке, в которой прямая $E\,\theta$) на рис. 22 пересекает ту же ось абсцисс (рис. 24) для того же возраста $t$.

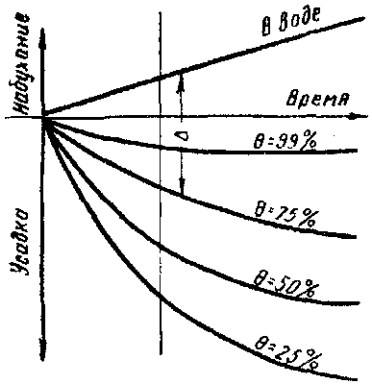


Рис. 23. Удлинение и усадка бетонных призм в различных условиях влажности

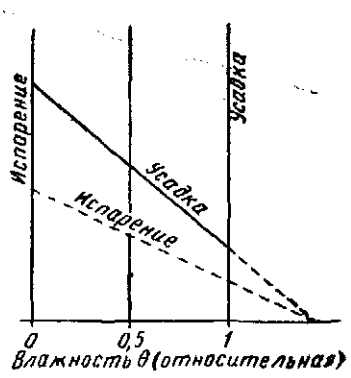


Рис. 24

Таким образом, усадка, отсчитываемая от начальных размеров, соответствующих хранению образцов в воде, пропорциональна количеству воды, недостающей до полного увлажнения в этих условиях хранения.

Отношение $\Delta(t)/E(t)=\mu(t)$ мы называем коэффициентом усадки.

Замечается, что этот коэффициент изменяется с возрастом бетона и, вопреки тому, что можно было бы предполагать, учитывая пластичность, возрастает со временем. Одна и та же потеря воды в возрасте 1 000 дней дает бо́льшую усадку, чем в возрасте 7 дней. Этот удивительный, на первый взгляд, результат легко объяснить, если вспомнить, что и количество гидратизированного цемента также возрастает со временем. Чтобы извлечь из этого наблюдения причинную связь, остается сделать всего лишь один шаг. Можно выдвинуть гипотезу, что $\mu$ пропорционален количеству связанной воды. В тех случаях, когда в плане систематического исследования изучают измене-

ния $\mu$ в функции от $t$, всякий раз убеждаются в том, что результаты приводят к закону того же самого типа, с которым нам приходилось встречаться и ранее:

$$\mu = \mu_0 (1 - e^{-K_\mu \sqrt{t}}).$$

Определение же входящего сюда коэффициента $K_\mu$ приводит к значению, близкому к $K_A$, т. е. к коэффициенту кривой поглощения воды при постоянном пребывании образца в ней. И поскольку нельзя ожидать, чтобы эта последняя кривая была очень точной, ибо она не учитывает ни возможного выделения воздуха из бетона, ни увеличения его объема, постольку для уточнения расчетов было предложено признать за коэффициентом $K_\mu$ бо́льшую надежность.

Мы видим, таким образом, что, если из небольшого числа испытаний легко можно построить всю совокупность кривых испарения, то вычисление $K_\mu$ из измерений усадки в тех же испытаниях позволяет исчерпывающим образом предсказать поведение бетона во всем, что касается его усадки. Единственной неизвестной остается здесь кривая набухания $A$ в воде. На практике эта кривая преобразуется в прямую в логарифмических координатах времени в интервале 1 000—1 500 дней, за которым она принимает почти горизонтальное положение. Хотя причина этого набухания не выяснена — происходит ли здесь химическая реакция с участием извести и магнезии[1] или физическое воздействие воды, — мы можем все же на основании кратковременного испытания получить результаты, допускающие достаточно надежную экстраполяцию, тем более, что для бетона это набухание бывает обычно довольно слабым[2].

Остается объяснить, почему коэффициент $\mu = \frac{\Delta}{E}$ пропорционален количеству гидратизированного цемента. Рентгенографическое исследование структуры дифракционным методом и наблюдения с помощью электронного микроскопа обнаружили недавно, что активная часть гидратизированного вяжущего сформирована из мельчайших кристаллитов, средние размеры которых измеряются величинами порядка 50—200 Å (ангстремов). Эти кристаллиты связаны между собой химически и окутаны водной оболочкой. Учитывая размеры зерен и расстояния между ними, следует заключить, что вода связана с поверхностями твердых частиц; она ими адсорбируется. Сверх того, зерна силикатов и алюминатов содержат в своей структуре молекулы свободной воды в форме пластинок, впутанных в сетку. Лафюма (Lafuma) и Бернал (Bernal) показали, что количество

[1] Возможно, и гипса. *(Прим. ред.).*

[2] Степень набухания бетона зависит от вида примененного вяжущего; например, с расширяющимся цементом наблюдается большое расширение. *(Прим. ред.).*

этой, так называемой цеолитовой, воды может изменяться и зависит от влажности окружающей среды. Некоторые авторы рассматривают эту систему микроскопических зерен и воды как гель. Как бы то ни было, сформированные таким образом скопления зерен содержат поры, наполненные водой, и всякое изменение объема этой воды — связанной, адсорбированной или цеолитовой — сопровождается пропорциональным изменением объема всего скопления.

Но в цементном камне имеются и поры иного типа — капиллярные, которые могут наполняться водой или воздухом при определенной влажности. В состоянии устойчивого равновесия влажный воздух и адсорбированная вода разделены слоем, составляющим одно неразрывное целое со связанной водой, содержащейся в скоплениях мелких частиц, и с водой цеолитовой — внутри отдельных кристаллитов. Этот слой находится также в равновесии с влажным воздухом или с водой, удерживаемой капиллярным натяжением в порах. Когда капиллярное давление возрастает или воздух становится более сухим, свободная энергия воды, заключенной в порах, уменьшается и скопление мелких частиц стремится восстановить равновесие, уступая часть своей воды окружающей среде через посредство разделительного слоя.

Отсюда понятно, что уменьшение объема может быть пропорциональным одновременно и количеству испарившейся воды, и количеству гидратизированного цемента.

Если бы смесь состояла только из скопления тонких частиц, мы должны были бы получить усадку, равную $^1/_3$ объема испарившейся воды, фактически же в чистом камне она составляет $^1/_{30}$ этого объема. Конденсации молекул одной только адсорбированной воды недостаточно для того, чтобы объяснить это различие. Отсюда следует, что усадке противодействует скелет и что в камне при этом образуются поры, в которых может распространяться воздух желаемой влажности.

Закон усадки поэтому можно представить в следующем простом виде:

$$\Delta = qEC_H,$$

где $E$ — полное количество испарившейся воды;
$C_H$ — количество гидратизированного цемента;
$q$ — коэффициент, зависящий от природы последнего и от состава бетона.

Для того чтобы получить полную величину деформации, величину этой усадки нужно добавить (алгебраически) к величине, определяющей набухание бетона в воде.

Приведенные соображения можно подытожить некоторыми интересными выводами.

1) Испарение и окончательная усадка при данной влажности

не зависят от предварительного, более или менее длительного выдерживания бетонного образца в воде.

2) Выдерживание во влагонасыщенной среде не создает стабильного состояния, но может вызвать либо усадку, либо набухание, в зависимости от качества вяжущего и компактности бетона.

3) Твердение может быть приостановлено высушиванием, если остаточное количество воды окажется меньшим необходимого для дальнейшего течения процесса гидратации. Подобное явление возникает, например, в поверхностных слоях бетона при выдерживании в сухой атмосфере. Одновременно при этом наблюдается и значительная поверхностная усадка, способная повлечь за собой образование тонкой сетки поверхностных трещин.

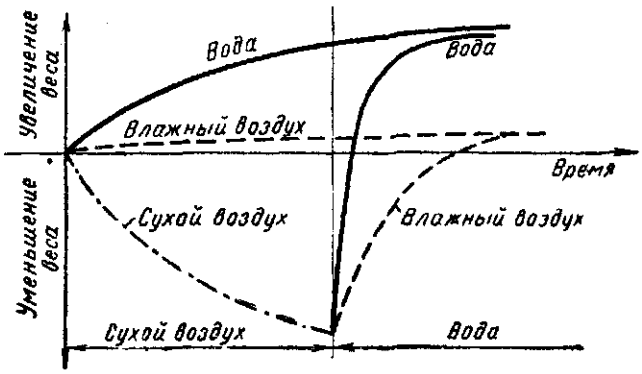


Рис. 25

4) Состояние стабилизации веса определяет усадку, которую можно найти по значению коэффициентов $\mu$ и ординатам кривой водопоглощения $A$ (рис. 21).

Если после высушивания бетон погрузить затем вновь в воду, то он поглощает такое количество воды, при котором его вес приближается к тому значению, которое он получил бы, если бы весь срок испытания хранился в воде (рис. 25).

Если вместо погружения в воду бетон поместить во влажный воздух ($\theta = 0{,}99$), он также повысит свой вес, однако в меньшей степени, так что этот вес будет приближаться к значению, соответствующему условиям постоянного хранения его во влажном воздухе. В этом надлежит видеть доказательство того, что в бетоне присутствуют два вида воды: свободная и гигрометрическая. Хотя и та, и другая обратимы, однако при различных условиях: потерянная гигрометрическая вода допускает восстановление за счет пара, содержащегося в атмосфере; свободную же воду можно вернуть только из воды, находящейся

в жидком состоянии. Что касается усадки, то обратимость ее получается неполной даже и после продолжительного пребывания в воде: всегда при этом сохраняется некоторая остаточная необратимая деформация $\delta$ (рис. 26). Уместно поставить здесь вопрос о ее происхождении.

Прежде всего приходит мысль о пластичности, поскольку мы имеем здесь дело с необратимым процессом. Но внешнее сходство явлений — еще не основание для уверенности в тождестве процесса. Если бы это было так, то усадка вызывалась бы давлением как результатом внутренних напряжений и тогда она должна была бы влиять на условия разрушения. Между тем опыт ничем не подтверждает этого общего вывода, в отдельных же случаях при установлении такого влияния оно оказывается

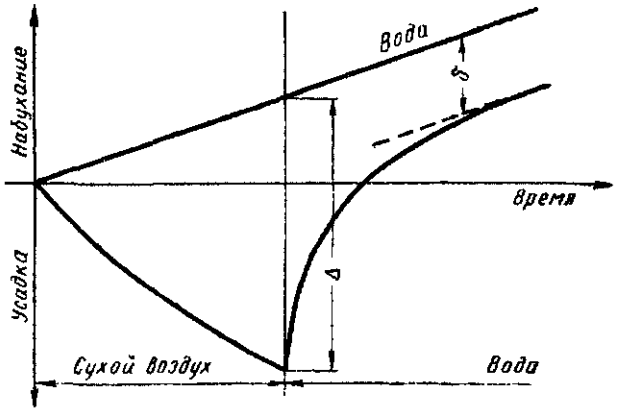


Рис. 26

слишком небольшим по сравнению с теми значениями, которые приобретают здесь напряжения или деформации, вызванные внешними факторами механического характера.

Это обстоятельство побуждает нас искать объяснения в чем-то ином.

Эта проблема не решена, но ключ к ней, по-видимому, можно найти в предположении дополнительных связей, вступающих в действие в процессе усадки и обязанных своим происхождением продолжению гидратации в уплотнившемся слое, или, лучше, новых связей, возникающих в результате сближения кристаллитов, сопротивляющихся набуханию в момент возвращения бетона во влажную среду. Это объяснение не очень точно, но трудно найти лучшее за недостатком экспериментальных данных, получение которых требует к тому же тщательного выполнения испытаний. Нужно только помнить, что деформацию необязательно объяснять давлением. Укажем при этом, что ог-

ношение между остаточной усадкой и полной усадкой зависит от вида цемента или бетона и изменяется в широких пределах — от 30 до 60%.

Если понятие внутреннего напряжения излишне в истолковании механизма усадки, то не приходится сомневаться, что сама усадка является источником возникновения напряжений. Если призматический брусок из бетона подвергнуть обработке в сушильной камере, то он начнет терять содержащуюся в нем воду прежде всего в слоях, ближайших к поверхностям. Сдерживаемая внутренней массой поверхностная корка будет лишена возможности испытывать усадку, в ней возникнут растягивающие напряжения, и свободный участок ее получит удлинение, часть которого останется необратимой. Наоборот, внутренняя часть реакцией поверхностной корки будет приведена в состояние сжатия и на свободном участке своей длины испытает необратимое укорочение. Когда процесс высыхания распространится на внутреннюю область бруса, ход явлений, как легко понять, примет обратное направление, и корка окажется сжатой, ядро же будет растянуто. Повторное увлажнение вновь изменит распределение напряжений; вполне возможно, что эти чередования растяжения и сжатия окажут влияние на остаточные деформации и что это влияние будет зависеть от формы и объема образца.

Обратив теперь внимание на то, что бетон в структурном отношении представляет собой систему зерен заполнителя, окутанных цементным камнем, мы поймем, что этот последний, испытывая усадку, должен подвергаться реактивному воздействию со стороны заполнителя. В результате возникнет последовательность взаимодействующих напряжений и деформаций, и окончательная усадка получится меньшей, чем если бы цементный камень не был стеснен заполнителями. Было бы желательным на основании измерения деформаций чистого камня уметь вычислять вероятную усадку бетона данного состава.

Пусть $T_a$ — реакция, оказываемая скелетом заполнителей в объеме $A$, а $T_c$ — напряжение цементного камня в объеме $V$. Условие равновесия, распространяющееся на весь объем, выразится соотношением

$$AT_a + VT_c = 0.$$

С другой стороны, величина усадки бетона должна быть равна величине усадки чистого цементного камня, алгебраически сложенной с величиной его деформации под напряжением [1]:

$$\Delta_b = \Delta_c + T_c \chi_v,$$

где $\chi_v$ — модуль сжимаемости.

[1] Реактивным, вызванным сцеплением с цементным камнем. (*Прим. ред.*).

Величина этой деформации должна быть равна величине деформации скелета заполнителей, для которого модуль сжимаемости равен $\chi_A$.

Три установленных нами таким путем уравнения позволяют, исключив $T_a$ и $T_c$, написать

$$\Delta_b = \frac{\Delta_c}{1 + \frac{A}{V} \cdot \frac{\chi_v}{\chi_A}}.$$

Объем $V$ равен сумме объемов воды и цемента: $V = e + c$.

Модуль сжимаемости камня есть возрастающая функция содержащейся в нем воды. Мы примем для нее линейную форму, следуя закону смеси:

$$\chi_v = \chi_c \frac{c + e}{c}.$$

Окончательно получим

$$\Delta_b = \frac{\Delta_c}{1 + \frac{A}{c} \cdot \frac{\chi_c}{\chi_A}}.$$

Здесь $\Delta_c$ представляет собой усадку чистого камня, затворенного на том же количестве воды, что и поступившее в бетон[1]. Проведенные в последнее время испытания с цементным камнем, содержавшим минеральную муку того же гранулометрического состава, что и цемент, показали, что количество воды затворения оказывает лишь слабое влияние на окончательную усадку чистого камня и что инертная мука не противодействует этой усадке. Это согласуется с теорией усадки, согласно которой укорочение камня определяется утратой цеолитовой (в широком смысле) воды, количество которой зависит лишь от объема гидратизированного цемента и не должно заметным образом отличаться от количества воды затворения.

Наконец, мы можем принять $\Delta_c$ равным усадке чистого камня с обычным количеством воды затворения и при хранении в тех же условиях. Объем заполнителей выразится тогда разностью:

$$A = 1 - (c + e + v + f),$$

$v$ — объем воздушных пор;

$f$ — объем частиц размерами меньше 0,1 *мм*.

Общее выражение для усадки примет тогда вид

$$\Delta_b = \Delta_c \frac{c}{c + [1 - (c + e + v + f)]\mu_{cA}},$$

где $c$ — объем цемента;

$e$ — объем воды затворения;

[1] Эта величина условная, так как при *В/Ц*-0,4—0,5, применяемом в бетоне, в цементном тесте происходит неизбежное расслоение. (*Прим. ред.*).

$v$ — объем воздушных пор;

$f$ — объем мелких частиц;

$\mu_{cA}$ — коэффициент, уменьшающийся с увеличением сжимаемости заполнителя.

Величина коэффициента $\mu_{cA}$, как это установлено для кварцевых заполнителей и непрерывного гранулометрического состава, колеблется в пределах от 0,8 до 1. Но этот коэффициент зависит не только от минералогической природы заполнителей, но и от большей или меньшей непрерывности образуемого ими скелета. Скелет прерывной структуры, как легко будет понять, оказывает меньшее противодействие усадке, чем скелет непрерывного гранулометрического состава, в котором зерна соприкасаются друг с другом. Короче говоря, коэффициент $\mu$ является функцией гранулометрического состава и природы заполнителя. Приведенную выше формулу не удалось еще проверить на достаточно большом числе испытаний для того, чтобы ее можно было признать не подлежащей критике и указать с ее помощью числовые значения $\mu$ для типичных случаев. Тем не менее ее применение к бетонам с расходом цемента в интервале 300—400 *кг/м*$^3$ показывает, что получаемые с ее помощью значения интерполируются кривой параболического типа:

$$\Delta_b = \gamma\,(e + c + f + v)^{3/2}.$$

Мы приходим здесь вновь к уже известному нам эмпирическому выражению, в котором показатель степени, по данным некоторых авторов, не выходит за пределы интервала 1,32—1,52. Это обстоятельство позволяет думать, что предложенная формула, скорее теоретическая, чем эмпирическая по своему характеру, лучше отвечает поставленной нами задаче точного определения усадки бетона по усадке цемента. Подчеркиваем, что здесь речь идет об окончательной усадке бетона, срок наступления которой может сильно отличаться от наступления срока усадки чистого цементного камня. Как правило, усадка в бетоне протекает с большей скоростью в связи с его более высокой пористостью. В проведенном расчете мы исходили из представления о цементном растворе, охватывающем скелет заполнителей и приведенном последними в напряженное состояние. Иными словами, раствор в этом состоянии в отличие от своего естественного стянутого состояния испытывает растяжение, порой, возможно, значительное. Укажем, в частности, на конкретный пример использования цемента, давшего абсолютную усадку чистого камня $2\,200 \cdot 10^{-6}$, которая в приготовленном на этом цементе бетоне снизилась до $350 \cdot 10^{-6}$. Это значит, что цементный камень получил относительное удлинение $1\,850 \cdot 10^{-6}$, т. е. 1,85 *мм/м*, если учесть его естественную усадку. Если бы мы попытались найти соответствующее этому удлинению напряжение, введя в вычисление модуль упругости, то это привело бы

нас к значениям напряжений, несовместимым с прочностью раствора на растяжение. Отсюда следует, что в бетоне возможны значительные деформации, не всегда сопровождающиеся разрушением. Это явление в зависимости от реальных условий допускает различные физические толкования, сводящиеся к двум крайним вариантам.

Согласно одному толкованию, цементный камень (тесто — pâte), как оболочка, обволакивает погруженные в него зерна заполнителей. В свете противоположного толкования камень наполняет скелет, уже сам по себе устойчивый.

Рассмотрим сперва более детально первое представление о камне как о среде, в которую погружены заполнители. С этой

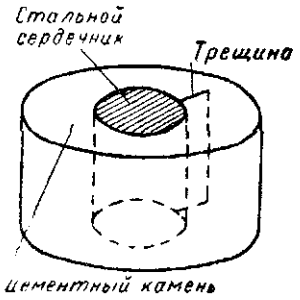


Рис. 27

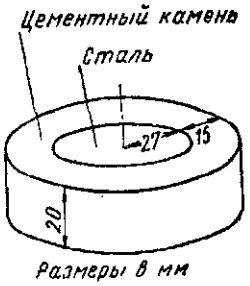


Рис. 28

целью на модели, в центральную часть круглой цементной пластинки, уложим при ее отливке стеклянный диск, с тем чтобы он остался в ней по затвердении защемленным. Исследуя его в поляризованном свете и используя законы фотоупругости, мы сможем определить напряжения в цементном камне. Отмечено, что они не превосходят величины порядка 100 *кг/см*². Мы увидим также, как в некоторых местах стеклянного диска возникнут напряжения, вскоре вызывающие открытые трещины; сначала они появляются в цементе, а затем распространяются и на стекло. Это указывает на возможность ослабления цементного камня в результате его растяжения и местного трещинообразования. Убедиться в правильности такого вывода можно также на другой наглядной модели. Для этого достаточно зацементировать сплошной стальной цилиндр-сердечник в кольцевую цилиндрическую муфту из цементного камня (рис. 27) и, оставив после снятия формы свободной наружную боковую поверхность муфты, поместить цилиндр в сухую среду. Вскоре мы увидим, как в цементе появится радиальная трещина, начинающаяся у сердечника.

При значительной толщине муфты дальнейшего распространения эта трещина не получит, так как одного ее наличия будет

уже достаточно для ослабления вызвавшей ее реакции. Если же стенка цементного кольцевого цилиндра окажется тонкой в сравнении с радиусом сердечника (рис. 28), то трещина распространится по всей толщине кольца.

Засекая время трещинообразования с момента введения цилиндра в сухой воздух и измеряя соответствующую усадку в контрольном образце с тем же коэффициентом диффузии, можно заметить, что для одного и того же цемента эта усадка будет одинакова, каков бы ни был возраст образца в момент внесения его в сухой воздух. Это свидетельствует о том, что образование трещин вызывается действительно усадкой и прежде всего той усадкой, которую испытал бы внутренний, соприкасающийся со стальным сердечником слой, если бы этот сердечник был удален. Для колец одинаковых размеров и одинаковой влажности описанный метод испытания позволяет провести классификацию цементов на основе критерия их чувствительности к трещинообразованию. Что же, спрашивается, следует принять при этом за критерий трещинообразования? Есть основание думать, что он определяется величиной усадки, которая, превосходя критическое значение $\Delta_R$, достигает достаточной глубины для того, чтобы начать процесс разрушения. Эти два условия трещинообразования записываются в следующей форме:

$$\Delta > \Delta_R, \quad \frac{\Delta}{d\Delta/dr} > q.$$

Здесь $d\Delta/dr$ — постоянная, зависящая от геометрической формы кольца.

Остается одно условие удлинения[1].

Мы знаем, что

$$\Delta = E_\mu \quad \text{и} \quad \frac{d\Delta}{dt} = \mu\frac{dE}{dt} + E\frac{d\mu}{dt}.$$

Поскольку трещины возникают очень рано, мы вправе принять для усадки и ее производной значения, близкие к начальным, и написать

$$\Delta = t\frac{d\Delta}{dt};$$

и тогда будем иметь

$$\frac{dE}{dt} = \frac{\lambda}{2}\cdot\frac{E_n}{\sqrt{t}}, \quad E \approx \lambda E_n\sqrt{t};$$

$$\frac{d\mu}{dt} = \frac{K}{2}\cdot\frac{\mu_n}{\sqrt{t}}, \quad \mu \approx K\mu_n\sqrt{t};$$

[1] Присутствие в формуле производной $d\Delta/dr$ указывает на то, что опасность трещинообразования тем больше, чем крупнее заполнители.

$$\left(\frac{d\Delta}{dt}\right)_0 \approx K\mu_n \lambda E_n = K\lambda\Delta_n.$$

Таким образом, в начальный момент усадка $\Delta = K\lambda\Delta_n t$, и условие трещинообразования принимает вид:

$$t_R = \frac{\Delta_R}{K\lambda\Delta_n}.$$

Если отношение $\rho = \frac{1}{\lambda}$ назвать коэффициентом удержания воды (rétention d'éau) цементом, то условие трещинообразования можно выразить и через введенный коэффициент:

$$t_R = \frac{\rho\Delta_R}{K\Delta_n}.$$

Разрушение наступает тем быстрее, чем больше окончательная усадка, чем меньше коэффициент удержания воды и чем выше скорость гидратации. Поэтому испытание по методу кольца прекрасно характеризует качества цемента с интересующей нас точки зрения.

Если нужно ослабить в бетоне склонность к трещинообразованию, то следует изменить в соответствующих направлениях действие перечисленных выше факторов.

Этот процесс образования внутренних микротрещин, едва поддающийся непосредственному наблюдению, оказывает тем не менее заметное влияние на ряд характеристик, доступных измерению. Он снижает скорость распространения колебаний, равным образом — механическую прочность и в особенности — сопротивление растяжению. При увеличении усадки эти микротрещины разрастаются и, соединяясь вместе, образуют доступные непосредственному наблюдению открытые трещины, которые иногда приходится наблюдать в железобетонных сооружениях.

Статистический анализ результатов, полученных в натурных условиях на самих сооружениях, позволил установить количественные показатели минимальных сроков трещинообразования и выявить цементы, отличающиеся, по-видимому, способностью к ускоренной усадке. С помощью образца (рис. 28), выдержанного в течение 24 час. во влажном воздухе и введенного затем в сухой воздух с влажностью 50%, время трещинообразования определялось сроком, превышавшим 18 час. (считая с момента введения в сухой воздух). Имеется, однако, основание думать, что если бы этот срок еще более сократился — до 14—18 час, то и тогда данный цемент можно было бы использовать при условии принятия специальных мер предосторожности против испарения с поверхности.

В испытании по методу кольца явление трещинообразования воспроизводится в крайне преувеличенном масштабе. Такое ис-

пытание непригодно поэтому для того, чтобы указывать абсолютные числовые значения, применимые в расчетах; зато оно позволяет произвести в возможно кратчайший срок качественное сравнение различных сортов цемента для нужд строительной площадки.

Перейдем теперь к тому случаю, когда цементный камень играет роль лишь наполнителя пустот в скелете из заполнителей, устойчивом уже самом по себе. Типичным примером в этом отношении является бетон, получаемый методом раздельной укладки с последующим нагнетанием раствора. Подвергшийся усадке раствор вызывает по поверхностям зерен заполнителя растягивающие усилия, стремящиеся нарушить связь между раствором и заполнителем. Для развития трещин здесь создаются более благоприятные условия, чем в первом рассмотренном случае, и, как правило, трещины возникают в подобных условиях значительно раньше. На внешнем виде таких бетонов усадка сказывается незаметно, к тому же она очень быстро приостанавливается. На деле же усадка вызывает здесь весьма интенсивное растяжение в бетоне, и ее прекращение означает лишь начало развития микротрещин. Развитие микротрещин может оказаться достаточно серьезным, что повлечет за собой падение механической прочности бетона, и в некоторых подобных случаях в бетоне нередко приходится наблюдать настоящие «сабельные раны», образующиеся в результате слияния микротрещин шириной в несколько десятых миллиметра.

Это говорит о том, что снижение усадки от применения специального гранулометрического состава заполнителей может оказаться лишь кажущимся и привести к внутренним нарушениям, более серьезным, чем тот дефект, с которым при этом хотят бороться. Эффективное решение задачи здесь следует искать скорее в выборе надлежащего вида цемента. Конечно, и в этом вопросе нужно взвешивать преимущества и недостатки того и иного способа борьбы с усадкой бетона, ибо цементы более быстрого твердения и повышенной прочности отличаются более тонким помолом и более резко проявляющейся гидратацией, что, надо думать, неминуемо приводит к увеличению усадки.

Между тем неудобства резко выраженного прерывистого гранулометрического состава можно обезвредить, обратив внимание на режим усадки наполняющего пустоты раствора и постаравшись ограничить усадку до минимума. Применив для такого раствора мелкозернистые заполнители, мы тем самым уже исключаем для него опасность внутреннего трещинообразования; усадку раствора заданного состава можно вычислить по формуле, указанной выше для бетона. С другой стороны, необходимо, чтобы сцепление между заполнителями и раствором было по возможности более высоким. Для этого требуется тщательная промывка зерен. Следует, по-видимому, рекомендовать непосредственно перед употреблением даже перемешивание их

в проточной воде, с тем чтобы завершить очистку поверхностей и легким истиранием удалить с них остатки шелушения и тем самым улучшить условия сцепления этих поверхностей с цементом. В расчете состава при этом нужно учитывать, конечно, и воду смачивания, вводимую в смесь этой операцией.

Желательно даже, чтобы отдельные зерна заполнителей не соприкасались между собой непосредственно, а отделялись бы одно от другого слоем раствора, хотя бы и самым тонким: это в заметной степени снижает жесткость скелета.

Много говорилось о введении в бетон различного рода добавок и об их влиянии на усадку. Можно утверждать, что все вводимые в бетон растворимые вещества увеличивают усадку. Веществом, послужившим поводом для самых горячих споров, является хлористый кальций. Эта соль используется для улучшения морозостойкости и ускорения твердения бетона и входит часто в состав воздухововлекающих добавок и даже некоторых цементов. При исследовании влияния добавки хлористых солей на чистое цементное тесто наблюдается заметное увеличение усадки и набухания его в воде. Кривая усадки чистого цементного теста отражает также ускорение процесса усадки, резко уменьшается при этом и время до начала трещинообразования. Эти наблюдения, казалось бы, должны были вызвать недоверие к использованию указанной добавки. Тем не менее, если такие же испытания повторить на бетоне, изготовленном на том же цементе, с расходом его 300 *кг/м*$^3$, то приходится констатировать, что превышение усадки по сравнению с чистым цементным камнем в возрасте 90 дней уменьшается с 75 до 20%. Эти цифры соответствуют добавке к цементу хлористого кальция в количестве 1,5% по весу. В своей значительной части указанная разница обусловлена, вероятно, тем, что хлористый кальций растворяется здесь в большем количестве воды затворения, т. е. находится в более слабой концентрации, в результате чего превышение усадки остается в допускаемых пределах. Если количество добавки повысить, то и усадка также увеличится: она удваивается при 2%-ной добавке и утраивается при 3%-ной. Опасно поэтому превысить некоторую критическую норму; добавка в 2% рассматривается при этом как верхняя граница; на практике признается благоразумным придерживаться нормы около 1,5%. При этом следует также выяснить, не содержит ли и цемент в своем составе такой доли хлористых соединений, которая вместе с вводимой добавкой могла бы превысить критический порог.

Как бы то ни было применение $CaCl_2$ создает угрозу трещинообразования, срок которого снижается с 40 до 10 час. для добавки в 1,75%. Это легко понять, поскольку из формулы

$$t_R = \frac{\rho}{K} \cdot \frac{\Delta_R}{\Delta_n}$$

видно, что при критическом значении $\Delta_R$, заданном как предельное растяжение, окончательная усадка возрастает, возрастает также и характеристика скорости твердения $K$. Остается $\rho$ — коэффициент удержания воды, который также возрастает, хотя и в меньшей степени, чем две первые величины.

Поэтому при использовании хлористого кальция следует применять такой цемент, для которого время трещинообразования получается по возможности бо́льшим, а в отношении бетона принять все меры предосторожности, касающиеся его состава, чтобы уменьшить усадку, и далее, чтобы замедлить ее, укрыть поверхность бетона во избежание быстрого испарения воды с его поверхности.

Замедление испарения воды с поверхности бетона во всяком случае представляет собой эффективную меру против всякого рода трещинообразования и гарантию наилучшего твердения. Чрезмерно быстрое удаление воды с поверхностей способно повести к серьезным последствиям — образованию тонкой сетки поверхностных трещин, напоминающей растрескивание фаянса, и к выветриванию. Первый из названных дефектов вызывается очень быстрой усадкой поверхностного слоя, приводящей его в напряженное состояние по отношению к внутреннему слою, и притом в тем большей степени, чем больше обогащается поверхностный слой цементом в результате выделения цементного молока из смеси. Выветривание — следствие поверхностного высыхания, оно замедляет твердение бетона или во всяком случае видоизменяет его характер.

В поверхностном слое бетона богатый водой раствор принимает при испарении пористую структуру. И так как гидратация с формированием кристаллитов может продолжаться лишь в областях, омываемых водой, то твердая структура цементного камня получается ячеистой, а если эти ячейки несколько укрупняются, то структура приближается к зернистой. Материал получается пористым и хрупко-рассыпчатым. Происходит измельчение его в пыль или выветривание.

В зависимости от вида цемента это явление, однако, может протекать по-разному. Оно тем более интенсивно, чем с большей скоростью испаряется вода, т. е. чем слабее она связана с цементом. Это легко можно установить по кривой испарения. Вяжущее, обладающее сравнительно меньшим коэффициентом удержания воды, как, например, шлаковый или сульфатированный цемент, значительно более склонно к выветриванию. Но этот дефект можно смягчить, если позаботиться о том, чтобы поверхности, с которых происходит испарение, не получали избытка цемента или воды и были бы надлежащим образом защищены. Защитить бетонную поверхность для замедления испарения, а следовательно, и усадки бетона можно посредством увлажнения, поливки ее водой или покрытием бумагой или другими видами защиты.

Увлажнение и поливка водой снижают скорость усадки на последующий период и смягчают влияние внутренних напряжений. Снижается при этом и риск трещинообразования. Описанное выше испытание с кольцом очень четко показывает, что с возрастанием срока предварительного выдерживания в воде увеличивается и время трещинообразования. Но чересчур обильная поливка бетона холодной водой может произвести настоящий термический удар, способный принести больше вреда, чем пользы. Вот почему предпочтительнее прибегнуть к постоянным укрытиям. Последнее реализуется с помощью часто увлажняемых соломенных тюфяков или мешков. Поверхность бетона предохраняется при этом от нагрева, а влажностный режим поддерживается более устойчиво. Это требует, однако, тщательного внимания, сопряжено с заботами и обходится дорого, если такой метод выдерживания планируется на длительный срок. Взамен этой трудоемкой процедуры предложен более простой метод, сводящийся к одному единственному мероприятию. Тотчас же после укладки бетона его поверхность покрывается краской, так называемой защитной пленкой. Ее можно наложить и пневматическим способом с помощью распылителя. Она должна обладать хорошим сцеплением с бетоном и твердеть на еще свежем слое бетона; это предполагает специальный состав, отличающийся от обычных красок.

Подобная пленка, надлежащим образом уложенная, должна быть по возможности водонепроницаемая и сохранять свои качества в течение достаточно длительного времени, несмотря на воздействия изнашивающих факторов.

С этой целью были выпущены высококачественные материалы как в США, так и во Франции. Испытания, выполненные на чистом цементе, показали весьма четко выраженное снижение скорости испарения. При относительной влажности 35% количество выпарившейся за 5 суток воды снизилось с 2,8 единицы (на участке без пленки) до 1 единицы, а за 30 суток — с 6,5 до 4. Вследствие этого снизилась и скорость усадки. По истечении 5 суток она оказалась равной $500 \cdot 10^{-6}$ вместо $800 \cdot 10^{-6}$. Но величина усадки, хотя и при значительно сниженных темпах, стремится все же достигнуть прежнего значения. Это, разумеется, отражается и на продолжительности трещинообразования, которая в приведенном примере увеличилась с 28 до 220 час.

Изложенные здесь вкратце факты, относящиеся к усадке, установлены в настоящее время с достаточной несомненностью, для того чтобы мы имели право поставить задачу построения настоящей теории усадки. Исходя из некоторых экспериментально устанавливаемых фактов, мы в состоянии, по-видимому, предвидеть с достаточной уверенностью общий характер поведения бетона в различных условиях его применения. Остается осветить еще лишь несколько частностей.

Недостаточно четко выявлено, в чем заключается специфика функций так называемой свободной и связанной воды. Мы вынуждены были принять допущение, что в бетоне могут существовать полости свободной воды, не имеющие никакого отношения к усадке. В теории же какая-то часть свободной воды играет у нас ту же роль, что и связанная вода. Здесь нужно, следовательно, внести какое-то дополнение. С другой стороны, было принято, что испарение свободной воды протекает независимо от влажностного состояния среды. В первом приближении это допустимо принять, потому что скорость испарения свободной воды значительно больше скорости испарения связанной воды, причем оба эти явления можно предполагать в грубом приближении независимыми. Но представляется правдоподобным, что если вся свободная вода испарится до конца, какова бы ни была влажность, то скорость испарения должна все же зависеть от $\theta$, и в весьма пористом бетоне эта разница должна оказаться очень заметной.

Кольматация (заполнение) пор, снижающая скорость испарения, — явление, мало изученное. Внутреннее оно или поверхностное? Какие факторы оказывают на него влияние? Так же обстоит дело и с обратимой частью усадки, и с остаточной деформацией, относительное значение которых изменяется в широких пределах, следуя какому-то, еще не выясненному закону.

Усадка — процесс, по самому своему существу неравномерный в направлении от поверхности к внутренним зонам бетона. Она приводит к внутренним напряжениям и остаточным деформациям, влияние которых сказывается весьма различно в зависимости от формы и абсолютных размеров тела. Возможно и даже вероятно, что, с одной стороны, эти деформации, а с другой, кольматация, оказывают на окончательную величину усадки какое-то влияние. Возможно, что эти факторы вступают в действие, чтобы уменьшить окончательную усадку при возрастании размеров. Такая зависимость заслуживала бы подтверждения систематическими испытаниями, — возможно, что отсюда удалось бы извлечь какое-то общее правило.

По вопросу о дифференциальных усадках и внутренних напряжениях всегда было определенно известно, что в бетонных элементах, соединявших в себе массивные части с тонкостенными, в последних обнаруживались трещины. Объясняется это разницей в скоростях испарения в частях разных размеров. Это явление, часто наблюдаемое и совершенно правильно расцениваемое как конструктивный дефект, до сих пор не было должным образом исследовано лабораторным путем. Экстраполяция результатов испытания с кольцом не решает вопроса вполне удовлетворительно; то же можно сказать и в отношении усадки призмы с забетонированным в нее стальным стержнем. Методика испытаний, которая принесет пользу строителям, еще ждет своей разработки.

Можно указать и еще на целый ряд вопросов, ждущих своего освещения: зависимость усадки от температуры, совместное проявление температурного расширения и влажностного набухания, систематическое исследование усадки как функции химического и гранулометрического состава цемента, усадка в бетонных изделиях различных сроков бетонирования, влияние на прочность бетона чередующихся усадки и набухания, способных вызвать явления усталости, и т. д.

Остается, наконец, продолжить и едва начатое изучение влияния термической обработки бетона на усадку. Известно, что обработка влажным теплом «ускоряет» твердение, но при этом почти полностью остается невыясненным ее влияние на изменения объема. Обработка насыщенным паром низкого давления при 80° при атмосферном давлении, по-видимому, не оказывает влияния на закономерность усадки — при этом обнаруживаются такие же деформации, что и на контрольном образце. Но совершенно иной эффект производит автоклавная обработка насыщенным паром при 179° под давлением примерно 10 *ати*. Прежде всего отмечается значительное расширение (от 1 до 6 *мм/м*) без какого бы то ни было увеличения в весе сверх того, которое обусловлено обычным выдерживанием в воде. Введение образца после охлаждения в сухой воздух вызывает затем очень малую усадку ($200—300 \cdot 10^{-6}$ вместо $2\,000—3\,000 \cdot 10^{-6}$ на контрольном образце) при сравнительно большей потере воды (9—10% от полного веса в сравнении с 5—6% для контрольного образца). Коэффициент усадки $\mu$ получается, следовательно, много меньшим. Представляется вероятным, что структура гидратизированного цемента в условиях такой обработки получается иной, чем в результате нормального твердения. Можно предполагать, что сформированные таким путем кристаллы не содержат цеолитовой воды и что в этом процессе участвует лишь капиллярная вода, но мы уже видели, что деформация под натяжением капиллярного всасывания получается весьма незначительной (10%) в сравнении с полной, обычно наблюдаемой усадкой.

Для научного работника здесь открывается, таким образом, широкое поле исследований, где его ждут, без сомнения, интересные открытия и полезные применения.

### Упругая деформация под нагрузкой

Начнем с простейшего случая — сжатия — и попытаемся построить кривую деформации под нагрузкой. Это простое, на первый взгляд, испытание требует в действительности большой тщательности. Испытание на сжатие призматического или цилиндрического образца предполагает прежде всего строгое центрирование нагрузки. Далее, если мы хотим определить деформацию в зависимости от давления, необходимо, чтобы это по-

следнее было распределено равномерно по каждому поперечному сечению на участке высоты, достаточно большом по сравнению с размерами самых крупных зерен заполнителя. Иначе говоря, нужно располагать некоторым наименьшим объемом, в котором должна быть обеспечена однородность напряженного состояния, с тем чтобы вокруг него можно было разместить тензометры. Это условие неосуществимо на обычно используемом образце-кубике. Влияние трения по его граням, соприкасающимся с плитами пресса, влечет за собой искажение поля напряжений, которое проникает до середины высоты. Это приводит, естественно, к необходимости увеличить высоту образца и принимать в такого рода испытаниях призму квадратного сечения высотой, в 2—3 раза большей ее поперечных размеров.

По практическим соображениям предпочитают, однако, пользоваться цилиндрическим образцом, высота которого по меньшей мере равна диаметру. Но даже и в этих условиях установка, по-видимому, не вполне отвечает требованиям испытания. По образующим цилиндра деформации получаются не вполне равномерными на высоте, равной диаметру. Влияние искажения, вносимого головками захватов, распространяется достаточно глубоко внутрь, как можно предполагать, в связи с наличием пластических сдвигов, возбуждаемых концентрацией напряжений по поверхностям контакта. Возникла поэтому необходимость в изыскании такой формы образца, которая бы в совершенстве отвечала указанным требованиям. В результате остановились на типе образца в виде тела вращения, представленного на рис. 29.

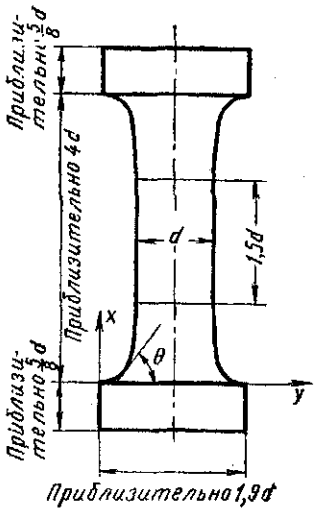


Рис. 29. Форма образца для испытаний на сжатие, удовлетворяющая требованию однородности деформации

За полуобразующую в нем принята так называемая линия тока, создаваемая струей жидкости, вытекающей из насадки. Ее уравнения в параметрической форме имеют вид

$$x = \frac{2d}{\pi} \sin \frac{\theta}{2},$$

$$y = \frac{d}{\pi} \ln \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}\right) - \sin \theta.$$

Если опорные торцы отшлифовать совершенно плоскими, а параллельность их выверить, то в среднем, цилиндрическом уча-

стке высотой, равной 1,5 $d$ образца, деформация получается равномерной с отклонением не свыше 2%.

Кроме того, профиль образующей назначается с таким расчетом, чтобы в сопряжениях не могло возникнуть концентрации напряжений, способной вызвать сдвиги и тем самым повлиять на центральный участок — базу измерения. Такой образец позволяет поэтому построить кривую деформации со всей возможной точностью. Непременным, однако, при этом является и еще одно дополнительное условие: строгое центрирование нагрузки — центрирование по геометрической оси образца здесь вообще недостаточно.

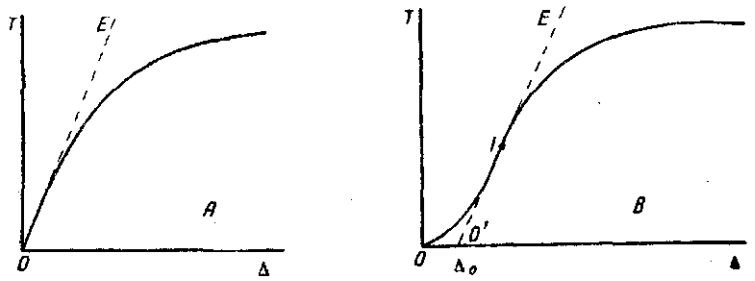


Рис. 30

Необходимо также, чтобы деформации по всем образующим были равны, хотя бы центр деформации при этом и не совпадал с центром сечения, поскольку бетон — материал неоднородный.

Правильность центрирования достигается способом попыток: под небольшими нагрузками находят такое положение образца, при котором деформация получается однородной. С выполнением этого условия становится возможным определить и функцию, которая связывает деформацию $\Delta$ с напряжением $T$.

Теоретическая форма этой кривой представлена на рис. 30, *А*. Вначале на довольно большом участке она совпадает со своей касательной $OE$; затем, постепенно отделяясь от нее, стремится принять горизонтальное положение, отражающее состояние разрушения. В некоторых случаях (рис. 30, *В*) в начальном участке кривой обнаруживается перегиб $I$. Сегмент $OI$ кривой отражает начальное состояние повышенной деформируемости, за которым следует упрочнение. Есть основание полагать, что это связано с наличием внутренних микротрещин, вызываемых усадкой. Количественную оценку деформации, обусловленной этими микротрещинами, мы сможем получить, если касательную $IO'$ продолжим до пересечения с осью $\Delta$. Мы найдем эту деформацию равной $\Delta_0$.

Займемся теперь исследованием физического смысла кривой деформации. Приготовим с этой целью образец из бетона,

характеризуемого схемой на рис. 30, *А*, и называемого нами условно нормальным, и загрузим его давлением силой *T*. Измерим полученную при этом деформацию $\Delta_1$, а затем будем разгружать образец (рис. 31). Кривая разгрузки, как видим, близка к прямой и лишь слегка искривлена в направлении, противоположном кривой загрузки. После полного устранения нагрузки остается деформация $\Delta_1'$. Деформация $\Delta_1$ называется полной деформацией, $\Delta_1'$ — остаточной, или пластической деформацией; разность их $\Delta' = \Delta_1 - \Delta_1'$ представляет собой обратимую, или упругую, деформацию. Интересно отметить, что эта обратимая деформация возрастает скорее, чем нагрузка. Это значит, что бетон не принадлежит к числу материалов, подчиняющихся закону Гука: упругие деформации в нем не пропорциональны

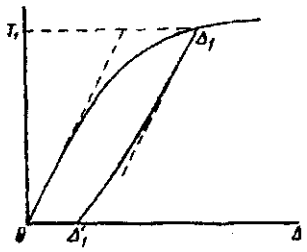


Рис. 31

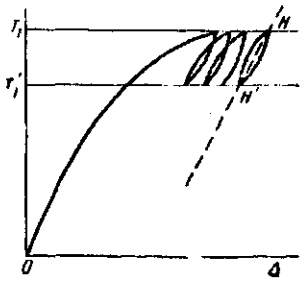


Рис. 32

нагрузкам. Однако отклонения от линейной зависимости столь незначительны, что приняв для переменного модуля упругости некоторое среднее значение $E_a$, мы вправе будем характеризовать упругое поведение бетона соотношением

$$E_a = \frac{T}{\Delta'},$$

где $E_a$ сохраняет практически постоянное значение в интервале нагрузок от 0 до $T = \frac{R}{10}$, т. е. до 10% от предела прочности при сжатии. Обозначим соответствующий этому интервалу начальный модуль упругости через $E_0$; значение его мы установим в дальнейшем. Для нагрузки, составляющей $^1/_5$ от разрушающей *R*, $E_a \approx 0{,}95E_0$. Для $T = 0{,}30R$ найдем $E_a \approx 0{,}89E_0$. Эта последняя цифра представляет интерес в том отношении, что она соответствует приблизительно обычному запасу прочности в условиях эксплуатации. Для $T = 0{,}4R$ находим $E_a \approx 0{,}83E_0$ и для $T = 0{,}5R$ $E_a \approx 0{,}77E_0$.

Для дальнейшего увеличения нагрузки указать точное значение модуля упругости становится затруднительным, так как

различные бетоны дают в этих условиях сильно расходящиеся кривые. Более же общая теория кривой деформации приводится в главе III.

Заслуживает внимания и другая интересная особенность бетона как упругого материала. Если вместо того, чтобы полностью разгружать образец, как это показано на рис. 31, мы снизим напряжение до величины $T'_1$, лишь слегка отличающейся от $T_1$ (рис. 32), а затем вновь загрузим до $T_1$ и повторим этот цикл несколько раз, то мы получим ряд ветвей, заканчивающихся замкнутой очень узкой петлей, почти совмещающейся с прямолинейным отрезком $HH'$. Средний уклон этой петли, полученной в результате процесса, который мы можем назвать «приспособлением к нагрузке», определяет некоторое значение модуля упругости. Обнаруживается, что если $T_1 < \frac{R}{2}$, то этот модуль равен начальному модулю упругости $E_0$. Это обстоятельство, на первый взгляд, парадоксальное, поскольку естественно было бы ожидать, что определяемый таким путем модуль должен под загружением измениться, объясняется, однако, свойством, общим для всех упругих тел, обладающих трением, а именно тем, что после приспособления материала к циклам загружения — разгрузки нисходящая ветвь петли получается симметричной к восходящей ветви, как это показано на рис. 33. Касательные к ветви $OA$ в $O$ и к возвратной ветви $AO$ в $A$ (рис. 33) параллельны. Малая возвратная деформация, начинающаяся с $A$, характеризуется, следовательно, тем же модулем упругости, что и малая начальная деформация ветви $OA$.

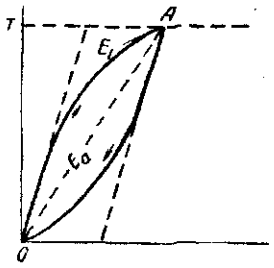

Рис. 33

Из сказанного следует, что упругая деформация бетона — явление не простое и что полное описание его может быть произведено лишь с использованием трех модулей упругости.

1) *Общий (переменный, усредненный) модуль упругости* $E_a$.

Он определяется как частное от деления приложенной нагрузки (отнесенной к единице площади) на соответствующую упругую деформацию; представляет собой функцию этой нагрузки и, как правило, уменьшается с увеличением ее. Графически он представлен переменным уклоном ветви $OA$. Усредненное его значение представлено уклоном прямой $OA$ (рис. 33).

2) *Мгновенный модуль упругости* $E_t$.

Он равен производной $E_t = \frac{dT}{d\Delta}$; графически представлен тангенсом угла наклона восходящей ветви кривой деформации-нагрузки в данной точке.

3) *Динамический модуль упругости* $E_0$.

Это — отношение между нагрузкой и соответствующей деформацией после «приспособления» к циклическому загружению с очень малой амплитудой. Этот модуль не зависит от нагрузки, если она не произвела никаких изменений в структуре бетона (образование трещин). Он равен уклону касательной в начале кривой деформации, если в бетоне не было начальных трещин. Динамический модуль упругости представляет собой, следовательно, как бы новую константу наряду с другими модулями и определяется он сравнительно легко и быстро; поэтому он получил широкое применение.

Приготовим из бетона призматический образец длиной $L$, значительно превышающей размеры его поперечного сечения, для того чтобы его можно было рассматривать как стержень (рис. 34).

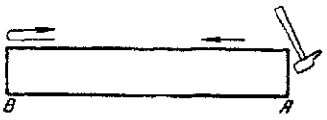

Рис. 34

В момент времени $t=0$ к торцу $A$ этого стержня приложен импульс; этот импульс распространится вдоль стержня со скоростью $V$, равной скорости звука. Он достигнет другого торца $B$ стержня за время $t_1=\frac{L}{V}$. Затем он будет отражен и вернется в $A$ за время $t_2=\frac{2L}{V}$, где он вновь испытает отражение. Если мы именно в этот момент сообщим стержню новый импульс, то деформация, которую он произведет в стержне, будет наложена на деформацию, вызванную первым импульсом, и амплитуда деформации, измеренной в $B$, обнаружит увеличение. Если же, напротив, второй импульс сообщить по истечении срока, несколько более короткого или более длинного, чем $t_2$, то амплитуда деформации уменьшится. Тот период $t_2$ повторения импульсов, при котором амплитуда деформации в точке $B$ получается наибольшей, называется периодом резонанса.

На практике пользуются образцом, длина которого по меньшей мере в 5 раз превышает поперечные размеры. Уложив образец на коврик из пористого каучука, воздействуют на один из его торцов динамиком, мембраму которого устанавливают, не касаясь образца, но на достаточно близком расстоянии от его грани. Другой торец призмы соприкасается с пьезоэлектрическим детектором вибраций. Динамик возбуждается электронным генератором переменной частоты. Детектор соединен с весьма чувствительным усилителем. Как только высота издаваемого динамиком звука сравняется с продольной резонансной частотой образца, приемник отметит максимальную амплитуду.

Пусть $f$ — основная частота резонанса, т. е. число колебаний, совершаемых импульсом в прямом и в обратном направле-

ниях за 1 сек., тогда соответствующая скорость звука выразится произведением

$$v = 2Lf.$$

Но нам известно, что скорость распространения продольных волн связана с модулем упругости зависимостью

$$V = \sqrt{\frac{E}{\bar{\omega}} g},$$

где $\bar{\omega}$ — удельный вес материала образца;
$g$ — ускорение силы тяжести.

Отсюда модуль упругости определится выражением

$$E = 4f^2L^2 \frac{\bar{\omega}}{g}.$$

Для получения численного значения его нам необходимо произвести лишь одно измерение веса и одно измерение времени и частоты.

Крупное преимущество этого метода определения модуля упругости в том, что испытание не сопровождается здесь разрушением образца, а также в том, что в противоположность испытанию непосредственным загружением оно не влечет за собой пластической деформации. Оно оставляет испытанный образец неизменным в своих свойствах и может быть воспроизведено много раз на одном и том же экземпляре. Особое удобство представляет этот метод, когда мы ставим себе задачу изучить изменение упругих свойств бетона в связи с естественными (самопроизвольными) или же обусловленными средой изменениями его структуры, как, например, твердением, коррозией, влиянием замораживания и т. п. Испытания, выполняемые в этом плане на небольшом числе образцов, теоретически даже на единственном образце, не страдают разбросом и позволяют поэтому уловить изучаемые явления с большей достоверностью.

На модуль упругости бетона оказывают весьма заметные влияния изменения состава или плотности, а также процессы механического распада или химического разложения. Эта характеристика, если принять во внимание разброс результатов испытаний, обнаруживает по меньшей мере столь же высокую чувствительность к перечисленным факторам, как и механическая прочность. Результат измерения приобретает благодаря этому ту ценность, что, выражая среднее для всего объема значение, он отражает одновременно и местное нарушение, способное явиться преградой для распространения звуковых колебаний. Но мы вернемся к этой теме, когда перейдем к вопросам контроля качеств бетона.

В подтверждение сделанных нами выше общих выводов укажем теперь, что динамический модуль упругости затвердевшего

бетона нормального качества изменяется в интервале 200 000—600 000 *кг/см*$^2$ в соответствии с возрастом и составом. Он изменяется также и в зависимости от качества заполнителей. Например, для кварцевых заполнителей он выше, чем для известняка. Для смеси из раствора с известным модулем $E_m$ и заполнителя с также известным модулем $E_a$ модуль упругости бетона $E_b$ определится с помощью простого арифметического правила

$$E_b = \frac{AE_a + ME_m}{A + M + O},$$

где $M$ — объем раствора;
$A$ — объем заполнителей;
$O$ — объем пор.

Заметим попутно, что для принятого здесь раствора (с полной дозой воды затворения) модуль упругости оказался равным 200 000 *кг/см*$^2$, для кварцевого же заполнителя (гальки из р. Сены) — приблизительно 630 000 *кг/см*$^2$. В дальнейшем мы увидим, каким может быть отношение между модулем упругости и прочностью.

До сих пор мы интересовались деформацией бетона при сжатии. Если мы теперь подвергнем образец действию растягивающих сил и построим кривую растяжения, то убедимся, что она представит собой непосредственное продолжение кривой сжатия. Однако она очень быстро прерывается разрушением. Динамический модуль упругости при растяжении обладает, как мы убеждаемся, тем же свойством, что и при сжатии. На этом необходимо остановиться.

В тех случаях, когда бетон подвергается тому или иному виду деформирования в зависимости от направления приложенной силы — либо удлинению в случае растяжения, либо укорочению в случае сжатия, — он испытывает одновременно в плоскости, нормальной к действию сил, и поперечную деформацию, знак которой противоположен знаку продольной деформации. Если продольная деформация равна $\Delta$, а поперечная — $\delta$, то связь между ними выразится линейной зависимостью $\delta = -\sigma\Delta$ где $\sigma$ — постоянный положительный коэффициент, меньший единицы и называемый *коэффициентом Пуассона*.

Изменение объема единичного куба, подвергшегося продольной деформации $\Delta$, можно поэтому представить выражением

$$v = \Delta(1 - 2\sigma).$$

Если бы коэффициент $\sigma$ был больше 0,5, то при сжатии мы получили бы увеличение объема. На практике это было бы возможно лишь в исключительных условиях трещинообразования. Поэтому для $\sigma$ всегда принимается значение меньшее 0,5.

Знание коэффициента Пуассона чрезвычайно полезно в расчетах сопротивления материалов, и поэтому для измерения его было предложено несколько различных методов.

Простейший из них состоит в том, что в равномерно напряженную часть образца, изображенного на рис. 29, вводят тензометры как в продольном, так и в поперечном направлениях. При этом прежде всего констатируется, что при напряжениях, меньших половины предела прочности (или при нагрузках, меньших половины разрушающей), поперечные деформации оказываются полностью обратимыми в пределах точности показаний тензометров. С превышением этой нагрузки начинают возникать необратимые поперечные деформации, но, как мы увидим в дальнейшем, причина их заложена, по всей вероятности, в образовании микротрещин. В расчетных пределах работы бетона коэффициент Пуассона относится, таким образом, исключительно к упругим деформациям. Это обстоятельство имеет очень большое значение, и мы к нему вернемся в связи с изучением пластичности. Значения коэффициента Пуассона для упругой стадии лежат в интервале 0,10—0,30. Он тем выше, чем моложе бетон и чем ниже его прочность.

В исследовании коэффициента Пуассона вибрационная методика оказалась столь же эффективной, как и в измерении модуля упругости. В данном случае потребовалось разработать прямой метод определения скорости звука в твердых телах в противоположность уже описанному косвенному методу резонанса. Рассмотрим прежде всего тонкостенный образец — кубик или плиту. У одной из его граней поместим кварцевую пластинку, обладающую пьезоэлектрическими свойствами. Под воздействием генератора импульсов в кварце возникнут ультразвуковые колебания. Переданные через бетон, они воздействуют на другую пластинку пьезоэлектрического кварца. Достаточно измерить время, истекшее между моментами отправления и прибытия импульсного сигнала, для того чтобы узнать скорость звука в испытуемом образце. Применяемое для этой цели измерительное устройство представляет собой электронный прибор, позволяющий передавать световой сигнал на экран осциллографа по шкале 0—100 микросекунд. Измерение состоит в том, что между приемником и генератором (передатчиком) устанавливается контакт, после чего они располагаются по противоположным граням испытуемого образца, и время прохождения импульсов через образец засекается перемещениями сигнала на экране осциллографа. Наложение щупов производится с введением небольшого количества плотного жира для обеспечения хорошего контакта.

Если прозвучиваемый таким путем образец или конструктивный элемент достаточно велик в сравнении с размерами щупа, а также пучка излучаемых ультразвуковых волн, то скорость $V_2$ распространения импульсов будет связана с модулем упругости и коэффициентом Пуассона формулой

$$V_2 = \sqrt{\frac{Eg}{\omega} \cdot \frac{1-\sigma}{(1+\sigma)(1-2\sigma)}},$$

в то время как скорость продольных волн, измеренных в призме, равна

$$V_1 = \sqrt{\frac{E}{\omega} g}.$$

Из сравнения этих двух скоростей можно получить значение $\sigma$.

Было бы интересно воспользоваться этим методом в применении к двум образцам, абсолютно тождественным в отношении состава, например к стержню и к пластинке. Но изготовление таких образцов представляется, по-видимому, невозможным. К этим трудностям присоединяются нарушения изотропии, на которых мы остановимся в дальнейшем.

В определении $\sigma$ существенным, следовательно, является выполнение различных измерений на одном и том же образце; эта задача разрешается третьим, динамическим методом.

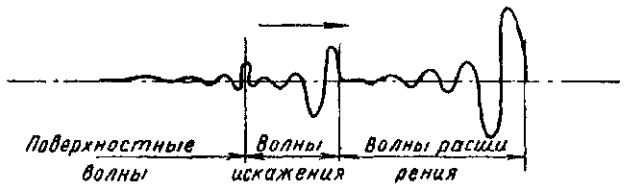


Рис. 35

Пусть испытуемый нами объект представляет собой массивную среду, ограниченную плоскостью. Возбудим в некоторой точке, ограничивающей поверхности среды, последовательность импульсов посредством повторных ударов и будем определять время, протекающее между моментами прохождения ударной волны через две точки, лежащие на прямой, начальная точка которой совпадает с источником удара. Удары производят молотком; мощность и частота их назначаются в соответствии с радиусом исследуемой области объекта. Детектор представляет собой стержень из ферросплава, в котором принятая вибрация вызывает магнитострикционный эффект. Сигнал принимается на экран катодного осциллографа, и для того, чтобы получить время распространения сигнала в микросекундах, достаточно привести к совпадению фронт ударной волны с подвижным световым репером — сигналом.

В практическом выполнении этого испытания обнаруживается, что принимаемый осциллографом сигнал отмечает прибытие двух последовательных, весьма часто выраженных пакетов волн, а также третьего пакета, более или менее скрытого в хвосте второго (рис. 35).

Первый пакет — это пакет волн расширения или продольных волн. Деформация материала происходит в направлении распространения именно этих волн. Скорость их равна

$$V_d = \sqrt{\frac{Eg}{\omega} \cdot \frac{1-\sigma}{(1+\sigma)(1-2\sigma)}}.$$

Второй пакет образуется из волн искажения или поперечных волн. Лучше всего он выявляется, если приемник расположить с поперечным наклоном. Скорость его $V_t$ несколько меньше по сравнению со скоростью прямых волн:

$$V_t = V_d \sqrt{\frac{1-2\sigma}{2(1-\sigma)}}.$$

Третий пакет — пакет поверхностных волн, или волн Рэлея; о существовании его можно лишь догадываться, но точному измерению он недоступен.

Из приведенных выражений для скоростей видно, что их отношение $V_t/V_d$ позволяет вычислить коэффициент Пуассона. Если бы мы имели дело с одномерным объектом, например со стержнем, поперечные размеры которого пренебрежимо малы в сравнении с базой измерения, то мы нашли бы

$$V_t = V_d \sqrt{\frac{1}{2(1+\sigma)}}.$$

Испытания, проведенные по этому принципу, подтвердили результаты непосредственного определения с величайшей, насколько можно судить, достоверностью. Было установлено постоянное снижение коэффициента Пуассона с увеличением возраста бетона. Вначале его величина превышает 0,30, в дальнейшем, если бетон хорошего качества, коэффициент стремится принять некоторое значение в интервале 0,10—0,15.

Эти вычисления основываются на том предположении, что бетон — изотропный материал. Но нужно предусмотреть также и возможность анизотропии — изложенный метод позволяет как раз установить значение модулей упругости по различным направлениям.

Положим, дано бетонное тело, упругая анизотропия которого характеризуется круговой симметрией. Это значит, что упругие свойства одинаковы для любой горизонтальной плоскости, но изменяются по вертикальной плоскости. К этому случаю приводится структура бетона в автодорожном покрытии.

Обозначив через $T_{11}$, $T_{22}$, $T_{33}$, $e_{11}$, $e_{22}$, $e_{33}$ составляющие нормальных напряжений и деформаций, а через $T_{12}$, $T_{13}$, $T_{23}$, $e_{12}$, $e_{13}$, $e_{23}$ — напряжений и деформаций сдвига, причем индексами 1 и 2 отмечены горизонтальные оси, а индексом 3 — вертикальная ось, мы можем написать следующие уравнения упругого равновесия для этих величин:

$$T_{11}=A_{11}e_{11}+A_{12}e_{22}+A_{13}e_{33};\quad T_{12}=(A_{11}-A_{12})\,e_{12};$$
$$T_{22}=A_{12}e_{11}+A_{11}e_{22}+A_{13}e_{33};\quad T_{13}=(A_{33}-A_{13})\,e_{13};$$
$$T_{33}=A_{13}e_{11}+A_{13}e_{22}+A_{33}e_{33};\quad T_{23}=(A_{33}-A_{13})\,e_{23}.$$

В указанные соотношения входят четыре коэффициента, в зависимости от которых определяются скорости распространения:

1) *по направлению 3* (в глубину):

скорость волн расширения

$$V_n=\sqrt{\frac{A_{33}}{\bar{\omega}}\,g};$$

скорость волн искажения

$$V_{nt}=\sqrt{\frac{A_{33}-A_{13}}{\bar{\omega}}\,g};$$

2) *по направлениям 1, 2* (в горизонтальных плоскостях):

скорость волн расширения

$$V_h=\sqrt{\frac{A_{11}}{\bar{\omega}}\,g};$$

скорость волн искажения

$$V_{ht}=\sqrt{\frac{A_{11}-A_{12}}{\bar{\omega}}\,g}.$$

Знание скоростей позволяет найти четыре коэффициента $A$. Для того чтобы получить модуль упругости и коэффициент Пуассона для цилиндров, вырезанных в соответствующих направлениях, в результате несколько кропотливого, но элементарного вычисления находим:

1) в *вертикальном направлении:*

модуль упругости

$$E_n=A_{33}-\frac{2\bar{A}_{13}^2}{A_{11}+A_{12}};$$

коэффициент Пуассона

$$\sigma_{nh}=\frac{A_{13}}{A_{11}+A_{12}};$$

2) в *горизонтальном направлении:*

модуль упругости

$$E_h=(A_{11}-A_{12})\left[1+\frac{A_{11}A_{12}-\bar{A}_{13}^2}{A_{11}A_{33}-\bar{A}_{13}^2}\right];$$

коэффициент Пуассона

$$\sigma_{hh}=\frac{A_{12}A_{33}-\bar{A}_{13}^2}{A_{11}A_{33}-\bar{A}_{13}^2}.$$

Эти вычисления ведутся в предположении, что нам известны все четыре скорости. Как правило, измерение скорости $V_{nt}$ сопряжено с известными трудностями. Во избежание их можно допустить в первом приближении, что

$$\frac{V_{nt}}{V_n} = \frac{V_{ht}}{V_h} = \mu,$$

откуда

$$\frac{A_{13}}{A_{33}} = \frac{A_{12}}{A_{22}} = 1 - \mu^2 = \lambda.$$

Мы приходим таким путем к приближенным формулам:

$$E_n = A_{33}\left[1 - \frac{2\lambda A_{33}}{(1+\lambda)A_{11}}\right];$$

$$\sigma_{nh} = \frac{\lambda}{1+\lambda};$$

$$E_h = A_{11}(1-\lambda)\left[1 + \lambda\frac{\overline{A}_{11}^2 + \lambda\overline{A}_{33}^2}{A_{11}A_{33} - \lambda^2\overline{A}_{33}^2}\right];$$

$$\sigma_{hh} = \lambda\frac{A_{11}A_{33} - \lambda\overline{A}_{33}^2}{A_{11}A_{33} - \lambda^2\overline{A}_{33}^2}.$$

Отметим еще одно, последнее, свойство бетона, характеризующее его динамическую упругость. На рис. 32 и 33 показано, что под циклически изменяющейся нагрузкой кривая напряжений-деформаций принимает форму петли. Эта петля отражает некоторое поглощение энергии. Всякие вынужденные колебания затухают тем скорее, чем выше поглощение энергии; по этой именно причине отношение поглощенной энергии к потенциальной упругой энергии получило значение коэффициента затухания. Коэффициент затухания легко найти из измерений на призматическом образце. После приведения в резонанс генератор резко останавливается, и получающееся в результате этого снижение амплитуд измеряют в функции времени.

Помимо непосредственного использования в вычислении затухания вынужденных механических и акустических колебаний, этот же коэффициент пытались применить и в роли критерия качества бетона. Он резко снижается с возрастом бетона и принимает, по-видимому, малое значение в бетоне с высоким модулем упругости. Но, с другой стороны, он зависит и от количества введенной в бетон свободной воды, и — обстоятельство, еще более досадное, — изменяется с частотой вибраций; для выяснения этого вопроса нужны дополнительные исследования.

## Пластическая деформация под нагрузкой

Всякая, вызываемая нагрузкой, деформация сопровождается необратимой деформацией, остающейся после разгрузки. Упругая деформация всегда дополняется пластической. Последняя может быть пренебрежимо малой, если нагрузка незначительна, и принимать доступные измерению значения под большими напряжениями (превышающими предел упругости).

Рассмотрим сначала пластические деформации, вызываемые мгновенным нагружением, т. е. такие деформации, которые имеют место под нагрузками, действующими в течение короткого времени — не более 1 часа. Приложим поэтому сжимающую нагрузку с большой скоростью (порядка 1 мин.) и будем выдерживать под ней наш образец 1 мин., затем 10, 20 мин. и т. д. до 1 часа. Будем измерять при этом остаточную (необратимую) деформацию и нанесем ее значения, соответствующие продолжительности загружения, на график (рис. 36). Мы увидим тогда, что пластические деформации представляют собой возрастающую функцию продолжительности загружения. Если мы экстраполируем полученную таким путем кривую, почти совпадающую с прямой, влево, до ординаты, соответствующей длительности загружения $t=0$, то обнаружим, что она не проходит через начало. Это свидетельствует как будто о существовании мгновенной, невязкой пластической деформации. Надо полагать, что деформация этого вида является результатом преодоления внутреннего трения, и такое предположение подтверждается, по-видимому, тем фактом, что затухание колебаний не стремится к нулю при обращении в нуль частоты.

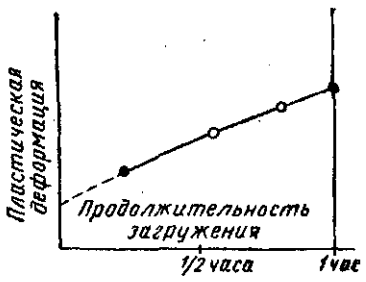


Рис. 36. Быстро протекающая пластическая деформация

Проведенное испытание обнаруживает также и то, что пластическая деформация возрастает с длительностью загружения. Она продолжает возрастать месяцы и годы и стремится, как это можно предполагать, к некоторому пределу. Такая медленно нарастающая деформация называется *ползучестью*.

Исследование ползучести представляет собой весьма сложную задачу, и можно утверждать, что она не решена даже в самом первом приближении. Следует признать вполне оправданным, что ей посвящается много весьма длительных испытаний; до сих пор, однако, не нашлось еще ни одной лаборатории, которая располагала бы достаточными средствами и временем, чтобы координированно провести такие испытания. Мы лишены

возможности получить полную картину этого явления, так как в нашем распоряжении имеются данные лишь разрозненных испытаний, выполненных на бетонах различных составов и притом в различных или в неточно зафиксированных атмосферных условиях. Я сам провел несколько подобных испытаний, но воспользуюсь их результатами не столько для того, чтобы дать точные количественные параметры, сколько для выявления общего характера процесса.

Положим, что в нашем распоряжении имеется партия одинаковых образцов бетона, имеющих удобную для измерения средней деформации форму, и мы производим эти измерения пользуясь тензометрами. С момента начала твердения наши образцы подвергаются в условиях определенной влажности (

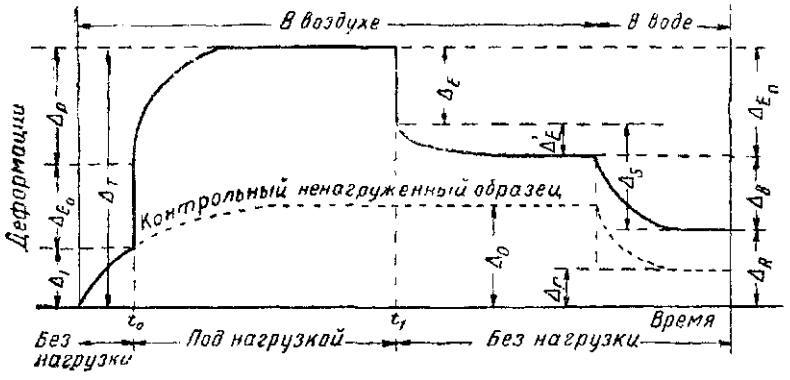


Рис. 37

самопроизвольной деформации, т. е. усадке, которую мы будем измерять отношением ее абсолютной величины к начальному размеру образца.

По истечении некоторого времени в момент $t_0$, который считаем началом испытания, усадка равна $\Delta_i$. Возьмем именно в этот момент времени один образец и подвергнем его равномерному сжатию. Он испытает мгновенную упругую деформацию $\Delta_{E_0}$ и вместе с ней пластическую деформацию, одна часть которой будет также мгновенной, другая же будет возрастать, пока действует нагрузка. По истечении срока, продолжительность которого для цилиндра диаметром 10 *см* превышает обычно 2 года и не превосходит 4 лет, пластическая деформация перестает возрастать, стабилизируясь на значении $\Delta_T$, так что величина этой полной деформации (рис. 37) будет равна сумме

$$\Delta_T = \Delta_i + \Delta_{E_0} + \Delta_p.$$

За тот же срок образец, ненагруженный, но помещенный в те же атмосферные условия, принимает постоянную длину при усадке $\Delta_0$.

В момент времени $t_1$ разгрузим первый образец. Он подвергнется мгновенной деформации $\Delta_E$, знак которой будет противоположен знаку первоначальной упругой деформации, по абсолютной же величине будет ниже ее. Построенная таким путем кривая упругой деформации имеет в начале касательную, тангенс которой совпадает с модулем упругости при определении его вибрационным методом.

Но эта мгновенная упругая деформация не сохраняет постоянного значения. Образец, предоставленный после снятия нагрузки самому себе, продолжает в течение некоторого времени удлиняться (в исследованных случаях — самое большее в течение 5 дней). Иначе говоря, мы имеем здесь дело с *упругим последействием,* в связи с чем абсолютное значение полной обратной упругой деформации $\Delta_E + \Delta_E' = \Delta_{E_{\text{ц}}}$ должно получиться больше $\Delta_{E_0}$. Это дает основание предполагать, что так называемая кривая ползучести отражает частично в своей восходящей ветви влияние этого упругого последействия.

Назвав разность $\Delta_T - \Delta_0$ дополнительной деформацией от нагрузки, замечаем, что

$$\rho = \frac{\Delta_T - \Delta_0}{\Delta_{E_{\text{п}}}} = \text{const}.$$

Это значит, что *вызываемая нагрузкой пластическая деформация пропорциональна упругой деформации.* При близком к линейному законе упругости и напряжениях, не достигающих $^1/_3$ предела прочности, допустимо заключить, что пластическая деформация пропорциональна также и нагрузке. В отношении бетонов, которые мне представилось возможным исследовать, я нашел, что $\rho \approx 3 \div 5$.

Поместим теперь как разгруженные, так и контрольные образцы в воду. Они набухают и увеличиваются в весе (в исследованных случаях сроки содержания образцов в воде превышали 200 дней). Замечательно здесь то, что набухание при этом получается тем бо́льшим, чем больше полная деформация. Обозначив через $\Delta_e$ это набухание, мы устанавливаем, таким образом, что $\Delta_e$ представляет собой возрастающую функцию $P$.

Если, наконец, через $\Delta_R$ обозначить остаточную деформацию после возвращения к начальным условиям насыщения и для нулевой нагрузки, то мы заметим, что

$$\lambda = \frac{\Delta_R}{\Delta_T - \Delta_{E_{\text{п}}}} = \text{const}.$$

*Обусловленная нагрузкой пластическая часть деформации, как и усадка, при погружении в воду обратима в том же отношении, что и усадка.*

Этот вывод убедительно показывает, что ползучесть и усадка нераздельны. Ползучесть возбуждается частично движением

воды, возникновению которого способствует давление. Иными словами, давление благоприятствует испарению, и в этих условиях ползучесть должна быть интенсивнее, когда влажность окружающего воздуха уменьшается. Именно это и показывает опыт. При испытании одного из бетонов представилось возможным установить, что при снижении относительной влажности со 100 до 50% ползучесть усилилась в 3 раза.

Наконец, в соответствии с обозначениями на графике рис. 37 можно написать

$$\Delta_T = \Delta_0 + \rho \Delta_{E_{\text{II}}},$$

где $\rho$ — коэффициент, возрастающий вместе с усадкой $\Delta_0$ ненагруженного образца, но не обращающийся, однако, в нуль вместе с ней.

Обозначив через $\Delta_n$ окончательную теоретическую усадку для нулевого значения влажности ($\theta = 0$) в соответствии с графиком на рис. 24, принимаем в качестве первой гипотезы линейное соотношение

$$\rho = L\left(1 + N\frac{\Delta_0}{\Delta_n}\right),$$

где $L$ и $N$ — две постоянные.

В таком случае полная деформация будет равна

$$\Delta_T = \Delta_0 + L\left(1 + N\frac{\Delta_0}{\Delta_n}\right)\Delta_{E_{\text{II}}}.$$

Остаточная деформация после погружения образца в воду

$$\Delta_R = \frac{\Delta_T - \Delta_{E_{\text{II}}}}{\mu}.$$

Но при хранении в воде $\mu = 1$, поскольку в этом случае $\Delta_R = \Delta_T - \Delta_{E_{\text{II}}}$, а $\Delta_e$ возрастает при снижении относительной влажности среды. Отсюда в соответствии с первой гипотезой

$$\mu = 1 + M\frac{\Delta_0}{\Delta_n}.$$

Используя приведенные выкладки, получаем для остаточной деформации следующие выражения:

$$\Delta_R = \frac{\Delta_0 + \left[L\left(1 + N\frac{\Delta_0}{\Delta_n}\right) - 1\right]\Delta_{E_{\text{II}}}}{1 + M\frac{\Delta_0}{\Delta_n}},$$

для $\Delta_p$ — пластической деформации, отнесенной к кривой усадки без нагрузки:

$$\Delta_p = A\left(1 + B\frac{\Delta_0}{\Delta_n}\right)\Delta_{E_{\text{II}}}$$

и для $\Delta'_p$ — остаточной деформации как избытка сверх остаточной деформации без нагрузки:

$$\Delta'_p = A \frac{\left(1 + B \frac{\Delta_0}{\Delta_n}\right)}{1 + M \frac{\Delta_0}{\Delta_n}} \Delta_{E_{\text{II}}},$$

где

$$M = \frac{\Delta_n}{\Delta_r} - \frac{\Delta_n}{\Delta_0}.$$

В этих выражениях постоянная $A$, обозначающая способность бетона к пластической деформации без усадки (деформативная способность), зависит от состава бетона. Она возрастает с уменьшением дозировки цемента и уменьшением плотности, иначе говоря, с падением прочности. Постоянная $B$ определяется, напротив, свойствами цемента и его способностью к усадке. Она может зависеть также от абсолютной величины элемента конструкции и уменьшаться с увеличением его размеров. Постоянная $\mu$ также зависит от природы цемента.

Испытывая бетон с дозировкой портланд-цемента 400 *кг/м*³, я нашел для этих постоянных следующие значения: $A = 1{,}20$, $B = 4{,}5$, $\mu = 0{,}4$.

В указанных цифрах следует видеть не более как только качественную характеристику процесса, подтверждаемую лишь на ограниченном числе испытаний. Точно так же и изложенную выше теорию надлежит расценивать лишь как простую схему, иллюстрирующую общий характер явления. Остается провести еще немало контрольных проверок и внести уточнения.

Из нескольких проведенных мной испытаний ползучести при растяжении выясняется, что разрыва между растяжением и сжатием здесь, по-видимому, не существует за исключением того случая, когда образуются начальные усадочные микротрещины. Но если эти микротрещины открытые, то нарушение непрерывности возникает равным образом и в кривой сжатия, как это можно видеть на графике рис. 30, *В*.

При растяжении можно также наблюдать преждевременный разрыв образца в течение периода ползучести под нагрузкой, не достигающей статического значения предела прочности. Мне неоднократно приходилось наблюдать разрыв образца по истечении нескольких месяцев под нагрузкой, составлявшей 0,7—0,9 от статической разрушающей нагрузки. Связано это, по всей вероятности, с возникновением внутренних усадочных напряжений в бетоне, развитием на этой основе микротрещин и распространением последних до наступления разрыва образца.

Интересно сослаться здесь и на некоторые испытания ползучести при кручении, поскольку этот тип деформирования не корректируется усадкой.

Цилиндр, снабженный головками, укрепляют в горизонтальном положении и подвергают действию крутящего момента. Производят измерения относительного угла закручивания между двумя сечениями и продольной деформации. При этом обнаруживается, что отношение между пластической деформацией после приведения образца в состояние равновесия и упругой деформацией получается для одного и того же бетона одинаковым как при растяжении, так и при сжатии. В проведенном мной испытании оно оказалось равным 4.

Поскольку интенсивность нагрузки в подобных испытаниях бывает обычно малой (самое большее 50 *кг/см*$^2$), законы как упругого, так и пластического деформирования остаются почти линейными.

Этим обесценивается выдвинутая некоторыми авторами гипотеза, согласно которой при сдвиге бетон должен обнаруживать гораздо бо́льшую ползучесть, чем при нормальном напряжении.

Испытание на кручение показало также, что в продольном направлении эта деформация при нагружении получается в точности такой же, как и в контрольном, ненагруженном образце. Отсюда следует, что наблюдаемые при кручении объемные изменения обязаны своим происхождением исключительно усадке. Если теперь выражение, установленное нами для сжатия, распространить на сдвиг, то мы должны будем получить еще пластическую деформацию

$$\Delta_p = A\left(1 + B\frac{\Delta_0}{\Delta_n}\right)\Delta_{\varepsilon_{\text{II}}},$$

где $\Delta_0$ и $\Delta_n$ — продольные усадки.

Интересно отметить, что коэффициент Пуассона, как это обнаруживается сопоставлением модулей деформации при сдвиге и при продольной деформации, падает при этом до нуля или до пренебрежимо малой величины, в зависимости от пластических деформаций. Это наблюдение стоило бы подтвердить непосредственными испытаниями. На цилиндрических образцах, подвергнутых сжатию под длительно действующей нагрузкой, были произведены измерения деформации в поперечном направлении. Было установлено, что в то время, как продольная деформация, в соответствии со сказанным выше, возрастает, поперечная остается постоянной и равной усадке, полученной на контрольном образце. Этим подтверждается, что при пластической деформации бетона коэффициент Пуассона действительно равен нулю. Плотность бетона при ползучести возрастает, и этим объясняется то, что медленно нарастающая пластическая деформация бетона сопровождается вытеснением воды. Полученный нами вывод об обращении в нуль коэффициента Пуассона $\sigma$ представляет первостепенную важность, ибо он

обнаруживает неприменимость к бетону расчетов, основанных на теории идеальной пластичности, поскольку в ней предполагается постоянство объема, т. е. $\sigma = 0{,}5$.

Поведение бетона при изгибе изучено довольно плохо. Результаты испытаний на неармированном бетоне требуют большой осторожности в истолковании, поскольку в этом случае в связи с низким значением напряжений при растяжении пластические деформации трудно отличить от усадочных. В отношении образцов из железобетона истолкование осложняется еще и присутствием арматуры. Тем не менее можно утверждать, что на первых же порах загружения реальное нейтральное волокно стремится сместиться из положения теоретической нейтральной линии в сторону сжатой грани. Однако в дальнейшем до тех пор, пока не появятся трещины, оно стремится вновь занять начальное положение. Это свидетельствует, по-видимому, о том, что, если в начале загружения образца кривая упругопластического закона деформирования бетона отклоняется от линейного закона, то под влиянием замедленных пластических деформаций она затем вновь к нему приближается.

Перейдем теперь к закону нарастания пластической деформации бетона со временем, т. е. к закону ползучести в собственном смысле. С одной стороны, ползучесть обусловлена деформацией бетона как твердого тела, являющейся результатом внутренних сдвигов, с другой же стороны, она связана с движением воды. Первая ее составная часть отражается коэффициентом $A$ в формуле

$$\Delta_p = A\left(1 + B\frac{\Delta_0}{\Delta_n}\right)\Delta_{E_{\text{П}}},$$

вторая — коэффициентом $B$ в той же формуле.

Если $B$ — величина, измеряющая испарение определенного количества воды с момента загружения, то ее можно принять пропорциональной усадке, испытываемой тем же бетоном при выдерживании его в воде до даты $a$ загружения и введения его затем в воздух, т. е. величине $\Delta_{at}/\Delta_{an}$, где $\Delta_{at}$ обозначает усадку, соответствующую дате $t$, отсчитываемой от возраста $a$ погружения в воду, а $\Delta_{an}$ — окончательную усадку в атмосфере выдерживания и ползучести. Но нам известно, что окончательная усадка бетона почти не зависит от возраста введения его в воздух, поэтому мы вправе положить $\Delta_{an} = \Delta_0$. Отсюда

$$B\frac{\Delta_0}{\Delta_n} = Q\frac{\Delta_{at}}{\Delta_0}\cdot\frac{\Delta_0}{\Delta_n} = Q\frac{\Delta_{at}}{\Delta_n}.$$

Коэффициент $A(t)$ представляет функцию ползучести в воде. Эта функция должна учитывать вязкость ползучести и изменение структуры, связанное с кристаллизацией. Законы ползучести твердых материалов могут быть представлены общим выражением вида $1 - e^{Kt}$, где $K$ — коэффициент жесткости (вяз-

кости). С другой стороны, полная величина ползучести уменьшается с возрастом. В результате удлинения срока загружения (давлением 125 *кг/см*²) с 1 месяца до 9 месяцев она снизилась с 900 до 600 $\mu/м$, т. е. сократилась в отношении, почти обратном тому, в каком нарастает прочность на сжатие при тех же возрастах. Руководствуясь этим, мы вводим первую гипотезу:

$$A = D\,\frac{1 - e^{-K(t-a)}}{R},$$

где $D$ — постоянная характеристика бетона;

$R$ — его прочность на сжатие.

Это позволяет нам, наконец, выразить ползучесть в зависимости от усадки

$$\Delta_p = D\,\frac{1 - e^{-K(t-a)}}{R(a)}\left[1 + Q\,\frac{\Delta_{at}}{\Delta_n}\right]$$

через три подлежащие определению постоянные: $D$, $K$ $\frac{Q}{\Delta_n}$.

Приведенное выражение показывает, что полная ползучесть так же, как и ее мгновенная скорость, снижаются с возрастом, в котором производится загружение бетона. Такая именно зависимость подтверждается как раз и известными испытаниями. Остается выяснить, достаточно ли точен этот закон для того, чтобы оправдать его введение в практику. Но для того, чтобы подтвердить его в таком виде или же, напротив, видоизменить его исходную установку, нужно провести еще много испытаний.

Понятие ползучести, поскольку оно выясняется из изложенного выше, ставит это явление частично в зависимость от скорости течения, а также от величины и скорости усадки. Все это, конечно, довольно гипотетично, хотя и связано с многочисленными экспериментальными фактами. Необходимый для точного теоретического обобщения эмпирический материал еще недостаточно обширен и недостаточно упорядочен для того, чтобы мы могли располагать той достоверностью, которая облегчает построение теории, плодотворной при ее практическом использовании. Между тем мы не в состоянии обойтись без такой теории, если хотим извлечь конструктивные выгоды, заложенные в свойствах пластического деформирования бетона, несущего нагрузку. Следует пожелать, чтобы строительные лаборатории и научные работники проявили в этом вопросе глубокий интерес и систематически принимали в его решении участие. Только достаточно обширная, хорошо координированная программа испытаний, охватывающих длительные сроки, способна принести строителям необходимые им данные.

Глава III

# РАЗРУШЕНИЕ БЕТОНА

Как всякое твердое тело вообще, бетон, испытывая под воздействием внешних сил напряжения и деформации, превышающие некоторые предельные значения, подвергается разрушению.

Разрушение выражается в том, что монолитное тело распадается на несколько отдельных кусков. Такое («хрупкое») разрушение называется *разрушением от отрыва*. Но разрушение может выразиться также и в постепенном деформировании под длительно действующей постоянной нагрузкой, причем деформация в этом случае может развиваться неограниченно длительное время. Такой процесс известен как *пластическое разрушение* или *разрушение от текучести*.

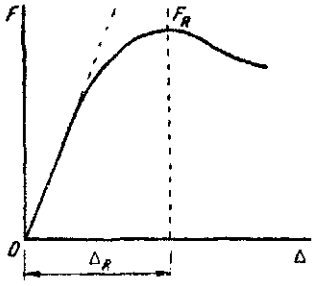

Рис. 38

Состояние разрушения вообще можно проследить на кривой деформации. Пусть $F$ — действующая внешняя сила, $\Delta$ — деформация; кривая $F(\Delta)$ располагается в восходящем направлении и достигает максимума при значении $F_R$, отвечающем удлинению $\Delta_R$ (рис. 38).

Поскольку бетон является сложным составным материалом, разрушение проявляется в нем в различных формах в соответствии с характером воздействия внешних сил. Специфические особенности разрушения, наблюдаемые при растяжении, при сжатии, под повторной (усталостной) нагрузкой или же под всесторонним давлением (в условиях трехмерного напряженного состояния), должны представлять собой частные случаи, отдельные стороны процесса общего характера, осветить который и призвана общая теория разрушения. Построение такой общей теории, как свидетельствует опыт, достигается с большими трудностями. Чтобы понять все сложности вопроса, нам следует начать с простейшего вида разрушения, а именно с разрушения при сжатии.

## Разрушение при сжатии

Испытание бетона до разрушения путем сжатия представляет собой как раз тот экспериментальный прием, к которому чаще всего прибегают как к критерию в оценке качества бетона. В разных странах это испытание выполняется в различных вариантах, на образцах различных форм: кубиках, призмах или цилиндрах. Рассмотрим случай прямоугольной призмы с плоскими квадратными торцами и высотой, в 2—3 раза превышающей ребро торца. Поместим эту призму между плитами пресса (рис. 39) таким образом, чтобы ее торцы подвергались в ходе загружения по возможности параллельному равномерному перемещению (взаимному сближению).

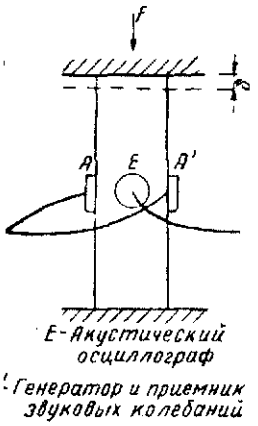


Рис. 39. Динамический метод акустического исследования

На боковой грани призмы, на середине высоты, укрепим приемник, соединенный с усилителем и с осциллографом для записи акустических колебаний — шумов, возникающих в бетоне под действием нагрузки.

Начнем загружать образец, иначе говоря, переместим одну из плит пресса на расстояние $\delta$ по направлению к противоположной плите и параллельно ей, воздействуя на плиту силой $F$. При первом же приложении нагрузки мы отметим множество слабых шумов, сопровождающих, как надо думать, разрушение мельчайших кристаллов. Эти шумы, впрочем, очень быстро прекращаются или во всяком случае заметно замедляются, если нагрузка поддерживается постоянной. Но с превышением некоторой величины $F_0$ действующей силы возникают шумы совершенно иного характера — они много резче (суше) и сильнее первых шумов, на которые они накладываются как на основной шумовой фон. Назовем их «потрескиваниями». Особенность их — увеличение частоты с возрастанием нагрузки; с приближением последней к разрушающей увеличиваются и амплитуды колебаний шумов (рис. 40).

На той же призме и на том же среднем ее уровне по противоположным граням устанавливаем акустический дефектоскоп, позволяющий измерить скорость распространения колебаний между генератором (передатчиком) $A$ и приемником $A'$. Он дает нам возможность сделать интересное наблюдение.

Мы отмечаем, что при нагрузке, не достигающей величины $F_0$ — начала растрескивания, скорость шумов остается постоянной. Основной шум, следовательно, не дает при этом никаких

указаний на существование дислокаций, способных нарушать непрерывность структуры. Но с превышением нагрузки за величину $F_0$ скорость звука снижается. Потрескивания при этом сигнализируют о совершающихся внутри разрушениях. Подтверждение этому мы получим, если из образца, загруженного свыше предела $F_0$, вырежем шлиф и тщательно рассмотрим последний под микроскопом. Мы обнаружим присутствие таких трещин, радиус распространения которых определяется величиной порядка по меньшей мере 1 *мм*. Возрастание нагрузки приводит к тому, что сетка таких трещин сгущается, а отдельные начальные трещины, увеличиваясь в размерах и сливаясь с другими, распространяются неограниченно на все более широкие

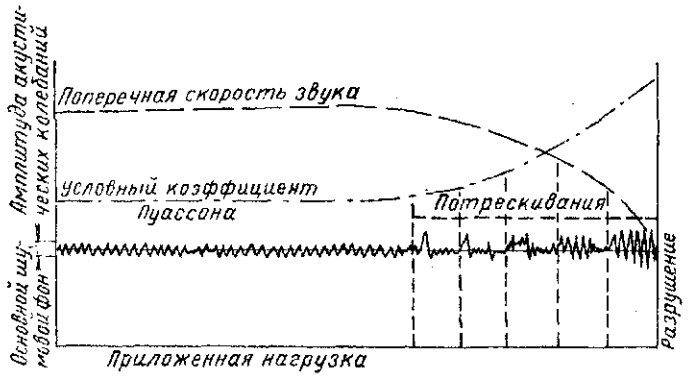


Рис. 40. Осциллограмма шумов в бетонной призме, записанных во время ее загружения

области, в результате чего призма распадается на множество кусков. Обратим теперь внимание на поперечное уширение призмы. До тех пор, пока нагрузка не достигает величины $F_0$, отношение поперечного уширения к продольной деформации остается постоянным или уменьшается. С превышением $F_0$ это отношение начинает возрастать. Так именно проявляется процесс образования в бетоне пустот. Коэффициент Пуассона в этих условиях нужно считать, конечно, условным, поскольку мы имеем дело с материалом, структура которого утратила свою непрерывность (сплошность).

Внешний вид образца в моменты, предшествующие разрушению, также представляет собой много поучительного. В центральной (средней) области, наиболее удаленной от торцов, первые трещины появляются в вертикальном направлении, т. е. в направлении действия внешней силы, поскольку эта последняя правильно центрирована и равномерно распределена (рис. 41). У торцов, напротив, трещины развиваются в наклонных к оси направлениях. В распределении напряжений здесь вносятся на-

рушения либо тангенциальными силами реакции трения, либо неравномерностью в распределении внешних сил.

Указанное нарушение распространяется обычно на некоторую высоту в областях, ближайших к боковым граням. В образцах, уже подвергшихся испытанию, часто приходится обнаруживать сохранившиеся от разрушения остатки двух пирамид, основаниями которым служат торцы (опорные грани) призмы, так что средняя, принявшая бочкообразную форму часть призмы получается открытой с обоих «днищ» (рис. 42).

Иной раз подвергшийся разрушению образец принимает вид свистка (рис. 43). Такой, как надо полагать, результат скольжения (сдвига) всегда предваряется вертикальными трещинами, хотя бы микроскопическими.

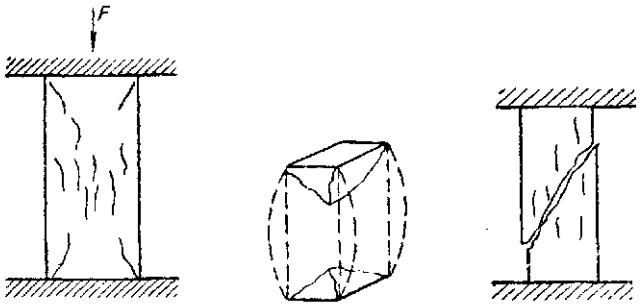


Рис. 41 Рис. 42 Рис. 43

Подводя итог этим наблюдениям, мы приходим к заключению, что разрушение в собственном смысле этого слова предваряется начальной стадией — «предразрушением», т. е. процессом образования микроскопических трещин, появляющихся довольно рано, когда нагрузка еще не превышает 50—75% от разрушающей. Распространяясь по образцу, эти трещины разъединяют бетон по поверхностям, направления которых зависят от распределения напряжений, особенно сильно нарушаемого у загружаемых торцов. При простом сжатии наблюдается иногда также и разрушение в результате сдвига.

Сделав эти наблюдения, обратимся к самому общепринятому во Франции методу испытания бетона, а именно к испытанию бетонного кубика на сжатие. Из сказанного выше ясно, что эта форма образца особо благоприятствует неправильности разрушения и что эти неправильности требуют к себе особого внимания. И действительно, кубик разрушается чаще всего явно неравномерно, а неразрушенный остаток его имеет вид двойной пирамиды, что и следует ожидать в связи с сокращением вертикального размера образца (в сравнении с призмой) (рис. 42). По этим причинам, исходя из результатов испытаний

кубика, нельзя судить о величине прочности: на последнюю здесь оказывают решающее влияние условия на загруженных торцах.

Иначе говоря, испытание (раздавливание) кубика не может дать подлинной величины сопротивления сжатию, именно той, которую инженер вправе был бы ввести непосредственно в свои расчеты в качестве предела прочности. Он мог бы лишь извлечь отсюда некоторое условное значение, чтобы впоследствии воспользоваться им в классификации материалов и удостовериться в ее правильности. Чтобы удовлетворить этому требованию и послужить настоящим критерием для сравнения, измерения должны давать значения, отвечающие реальности и воспроизводимые тождественно и в совершенно тождественных условиях. В этом — вся проблема испытания, решение которой затрудняется главным образом неопределенностью граничных условий.

Первым требованием является обеспечение совершенного контакта между загруженными гранями образца и плитами испытательной машины. Если предположить, что поверхности этих плит представляют собой идеальные плоскости, то необходимо, чтобы и загруженные грани образца были также плоскими. Между тем чрезвычайно трудно ожидать, чтобы бетонный кубик непосредственно после освобождения из формы без всякой обработки получил бы с необходимой точностью плоские грани. Самая форма, если она даже и изготовлена из прочной стали и тщательно выверена, подвергается при длительном использовании заметному износу.

Для того, чтобы получить некоторое представление о порядке величин этих дефектов, мы измерили несколько кубиков и установили, что погрешность в отношении требования плоской формы граней укладывается между пределами 0,2 и 2 *мм* и происходит отчасти от неправильностей самой формы, отчасти же от различий в усадке внутренних областей куба и поверхностных слоев бетона.

Благоразумным поэтому будет предположить с самого начала, что грани несовершенны, и принять меры к тому, чтобы исключить влияние этих несовершенств. Паллиативной мерой, предложенной лабораториями, впервые занявшимися этим вопросом, была прокладка листка картона между плитами машины и образцом бетона.

К сожалению, это мероприятие вызвало явление вторичного порядка, также нарушающее теоретическую схему. Сжимаемый картон обнаруживает стремление к пластическому деформированию в поперечном направлении и в связи с этим вызывает в бетоне поперечные напряжения, касательные к граням куба (рис. 44).

Вызванные таким путем напряжения $t$ сдвига дают равнодействующую — растягивающую силу $T$, под воздействием ко-

быть по возможности менее гибкими. Это значит, что они должны иметь достаточную толщину. По меньшей мере их толщина должна достигать $^1/_5$ ребра кубика, площадь же их должна слегка превышать площадь грани кубика (в линейных размерах на 1—2 *мм*). Последнее условие предупреждает вдавливание образца в плиту и возникновение связанных с этим контурных реакций, а сверх того облегчает центрирование.

Скорость загружения образца также требует определенной регламентации. Измеряемые в испытаниях показания прочности зависят в реальных условиях от этой скорости загружения, и при высоких ее значениях инерция частей машины и, в частности, динамометра искажает истинные значения в сторону превышения. Было бы предпочтительнее внести равномерность не столько в скорость загружения, сколько в скорость деформирования. Но на практике, на машинах обычного типа, это почти невозможно.

Сводка испытаний, проведенных различными лабораториями, убедительно показала, что возрастание скоростей загружения от 1 до 100 *кг/см² сек* приводит к повышению показаний прочности самое большее на 10%. Сравнимость результатов обеспечивается в интервале скоростей загружения 3—7 *кг/см² сек*, для которого разброс не превышает 2%. Этим, однако, не исключается, что разрушение все же может произойти по истечении нескольких дней под длительно действующей нагрузкой, не достигающей и 10% от определенных таким путем значений прочности. Было бы интересно исследовать этот вопрос более детально, поскольку не исключена возможность, что сопротивление сжатию под нагрузкой, действующей весьма продолжительные сроки, в действительности ниже, чем это обычно предполагают.

Несмотря на все возможные предосторожности, испытание на сжатие всегда может привести к неожиданным результатам. На машинах, в совершенстве тарированных, но различным образом и по разным принципам сконструированных, приходится часто при прочих равных условиях получать для одного и того же бетона совершенно различные показания. Если никакого другого объяснения этому явлению найти не удается, то есть основания предполагать, что оно связано с упругим и, я добавил бы, динамическим режимом машины. Механическое и, в частности, гидравлическое загружение чересчур близко уподобляют непосредственному приложению силы тяжести, забывая о том, что и механизм машины также может играть здесь известную роль, которую нельзя игнорировать.

Рассмотрим, в частности, шарнир. Известно, что во всякой такого рода машине имеется сферический шарнир, позволяющий ориентировать одну из плит таким образом, чтобы скомпенсировать недостаточную параллельность между гранями образца. Шарнир выполняет это свое назначение лишь в тот мо-

мент, когда плиты приводятся в соприкосновение с гранями образца. В самом процессе загружения вращения шарнира не требуется, поскольку существенным здесь является параллельное сближение плит без вращения. Всякое вращение его в этой стадии имело бы результатом в случае несимметричной деформации увеличение эксцентрицитета равнодействующей силы и появление горизонтальной составляющей. На рис. 45 показано расположение шарнира в испытательной машине. ($A$ — поверхность шарнира; $B$ — верхняя плита; $C$ — прокладочная плита; $D$ — кубик; $E$ — нижняя плита).

Сконструировав однажды шарнир из чрезвычайно мягкого свинца, я с изумлением увидел, как плита во время загружения сделала внезапно крутой поворот, вследствие чего кубик был с силой выброшен.

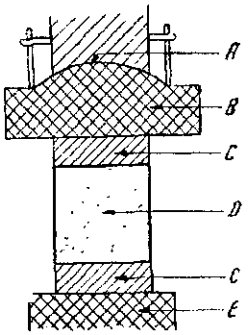

Рис. 45

Но если требуется, чтобы шарнир функционировал лишь при подготовительной установке машины к испытанию, то нужно при этом гарантировать также и то, чтобы такое вращение на этой стадии совершалось свободно. В указанных условиях предпочтительно, чтобы он нес лишь по возможности слабую нагрузку, а еще лучше, если он не будет нести никакой нагрузки. По этой причине не следует помещать шарнир под нижней плитой, поскольку при этом вес плиты и образца, возбуждая трение, тем самым затрудняет и вращение шарнира. Если расположить шарнир на верхней плите с подвеской ее при достаточном зазоре между подвижным механизмом пресса и рамой, то вращение шарнира замедляется при соприкосновении плиты с кубиком и совершенно блокируется при загружении.

Необходимым условием является также и то, чтобы это вращение не вызывало продольного поступательного движения центра плиты, что привело бы к нарушению центрирования образца. Оно может быть выполнено лишь в том случае, если центр вращения, т. е. центр шарового шарнира, совпадает с центром плиты. Наконец, если мы хотим, чтобы торможение было достаточно эффективным, нам следует позаботиться о том, чтобы поверхность шарнира была достаточно большой. Практика показывает, что диаметр шарнира должен быть больше ребра кубика.

Рассмотрим теперь, какие последствия влечет за собой нарушение центрирования кубика на плите. Пусть отклонение при центрировании по оси выражается величиной $d$. Фактический эксцентрицитет приложенной нагрузки зависит от относительных жесткостей образца и машины. Рассматриваемая машина

состоит из гидравлического домкрата, двух плит и рамы, передающей силы опорных реакций на основание.

Согласно схеме (рис. 46), рама $A$ состоит из двух защемленных в основании колонн $G$, несущих траверсу $B$ с укрепленной на ней верхней плитой $C$ (кубик $D$, домкраты — $E$, цоколь — $F$).

Если колонны очень гибки, то рама не оказывает никакого сопротивления изгибу и сила получает такой же эксцентриситет, что и испытываемый образец.

Если же, напротив, рама в достаточной степени жесткая, то она сопротивляется изгибу и силы направляются без всякого эксцентриситета, сколь бы значительным ни было нарушение в центрировании самого образца.

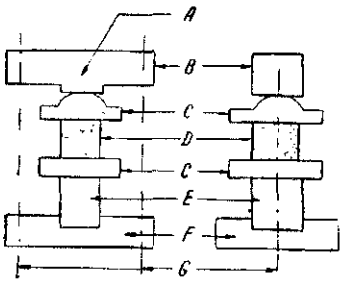

Рис. 46

Обозначив через $r_c$ и $r_b$ жесткости рамы и кубика (для защемленного в основании стержня длиной $L$ с моментом инерции сечения $I$; $r = \frac{I}{L}$) и приравняв углы поворота, получим

$$\delta = \frac{d}{1 + \frac{E_c r_c}{E_b r_b}},$$

где $d$ — геометрический эксцентриситет; $\delta$ — фактический эксцентриситет силы; $E_c$ и $E_b$ — модули упругости материалов рамы и кубика.

Положим, для примера, что ребро кубика равно 20 *см*, а рама состоит из двух стальных колонн диаметром 50 *мм*, высотой 1 *м*, что $\frac{E_c}{E_b} = 6$, а эксцентриситет направлен нормально к плоскости колонн. Мы найдем тогда $\delta = d/1{,}09$. Геометрический эксцентриситет сохраняется при этом постоянный. Рама — недостаточно жесткая — она гнется.

Заменим две колонны (рис. 46) четырьмя колоннами того же сечения, расставленными по углам квадрата со стороной 60 *см*: мы найдем тогда $\delta = d/66$.

Геометрический эксцентриситет получился меньше $^1/_{60}$ своего первоначального значения. Иными словами, погрешность в центрировании резко снижается в своем значении в машине, обладающей достаточной жесткостью в поперечном направлении. Отсюда мы делаем вывод, что поперечную жесткость пресса следует считать обязательным условием, обеспечивающим достоверность результатов испытаний на сжатие. К сожалению, далеко не все машины подобного рода обладают этим необходимым качеством, чем и объясняются во многих случаях ошибки в результатах испытаний. В связи с этим, в частности, не

рекомендуется производить испытаний на сжатие на классической растягивающей машине с двумя колоннами, если только при этом не принято весьма тщательных мер по обеспечению точного центрирования образца.

Остается еще, наконец, осветить вопрос о жесткости машины. Эта жесткость характеризуется отношением деформации машины между плитами к нагрузке, вызывающей эту деформацию и перемещающей плиту. В иной формулировке можно сказать, что машина является тем более жесткой, чем бо́льшим получается падение $dP$ приложенной силы, если образец, помещенный между плитами и нагруженный силой $P$, испытывает случайное укорочение $dL$. Отношение $dL/dP$ представляет податливость машины, обратная же величина этого отношения характеризует жесткость. Рычажная машина с подвесками отличается податливостью. Механический же пресс, состоящий из массивной станины, винтового домкрата и весьма мало деформируемого динамометра, представляет собой жесткую машину.

Особенностью податливой машины является ее способность накоплять до высокого уровня потенциальную энергию, которая затем в известные моменты может освобождаться и таким путем видоизменять характер разрушения.

Положим, что $E_m = \frac{dP}{dL}$ — общий модуль упругости машины и $E_b = \frac{dP}{dL'}$ — общий модуль упругости бетонного образца.

Упругая потенциальная энергия под нагрузкой $P$ будет равна

$$W = \frac{P^2}{2}\left[\frac{1}{E_m} + \frac{1}{E_b}\right].$$

Если установка находится в состоянии равновесия, то пластическая деформация вызовет потерю потенциальной энергии $W'$:

$$dW = \left[\frac{1}{E_m} + \frac{1}{E_b}\right] PdP = -W'.$$

Падение реакции или релаксация машины, а следовательно, и потеря нагрузки образца выразится поэтому величиной

$$dP = -\frac{W'}{P} : \frac{E_m E_b}{E_m + E_b}.$$

Если пластическую деформацию обозначить через $d\Delta p$ и учесть, что $W' = Pd\Delta p$, то

$$dP = -\frac{E_m E_b}{E_m + E_b} d\Delta p.$$

При равновесии машины пластическая деформация вызывает в ней падение нагрузки, равное $E_b d\Delta p$, если она беско-

Для $h=7$ *см*, $L=25$ *см*, $d=3{,}5$ *см*, найдем $T_t/T_f=0{,}535$ вместо 0,575. Испытание на изгиб под сосредоточенной нагрузкой дает всегда более высокое значение прочности, чем под действием постоянного момента (в данном случае на 7%). Это хорошо подтверждается опытом.

Заметим, наконец, что если бы гипотезу минимума средней энергии мы приняли бы не для поверхности трещины, а для среднего удлинения, то отношение $T_t/T_f$ оказалось бы равным

$$\frac{T_t}{T_f}=1-\frac{d}{h};$$

с уменьшением $h$ оно стремится к 0,5, а не к 0,575, как это получалось по предыдущей гипотезе.

Для сосредоточенной нагрузки находим

$$\frac{T_t}{T_f}=\left(1-\frac{d}{h}\right)\left(1-\frac{d}{2L}\right),$$

что в предельном случае дает 0,485 вместо 0,535 первой гипотезы.

Имеющиеся в нашем распоряжении результаты ввиду разброса недостаточны для окончательных выводов.

Во всяком случае испытание на изгиб может дать ответ на вопрос о сопротивлении бетона растяжению лишь в порядке сравнения при использовании образцов одного и того же размера, одного возраста и при заполнителях одной и той же крупности. Тем не менее из-за простоты выполнения такое испытание представляет интерес для строительной площадки.

Для того чтобы установить прочность бетона на растяжение, остается лишь прибегнуть к непосредственному загружению образца растягивающими силами — испытанию, редко выполняемому по причине свойственных ему практических трудностей. Допуская, что центрирование силы произведено со всей желательной строгостью, некоторые авторы высказывают все-же опасение, что образование трещин, нарушая симметрию сечения, может создать изгибающий момент, способный ускорить разрушение. И это в свою очередь могло бы явиться причиной снижения опытного значения прочности на растяжение. Для проверки основательности этого опасения я предложил отформовать образец бетона в отрезке стальной трубы (рис. 53) и растягивающую силу приложить к этой последней при тщательном центрировании ее.

Бетон по концам сцепляется в одно целое с трубой благодаря нарезке на ее внутренней поверхности. Наоборот, в средней части бетон отделяется от трубы оболочкой из пористого каучука.

Под воздействием силы $T$ труба испытывает удлинение; на ту же величину удлиняется и бетонный образец. Это удлинение

измеряется тензометрами, размещенными на внешней поверхности трубы, в середине ее длины. Положим, что $E_a$ — модуль упругости стали и $\omega$ — площадь сечения трубы, $E_b$ — модуль деформации сечения бетона и — его сечение. При удлинении $\Delta$ сила $F$ должна быть равна

$$F = \Delta E_a \omega + \Delta E_b \Omega.$$

Кривая, представляющая функцию $F(\Delta)$, должна расположиться между двумя прямыми (рис. 54): прямой $F/\Delta = E_a\omega + E_b\Omega$, где $E_b$ — модуль упругости бетона, и прямой $F/\Delta = E_a\omega$, отражающей состояние, в котором бетон больше не реагирует на деформацию, так как он уже разрушен.

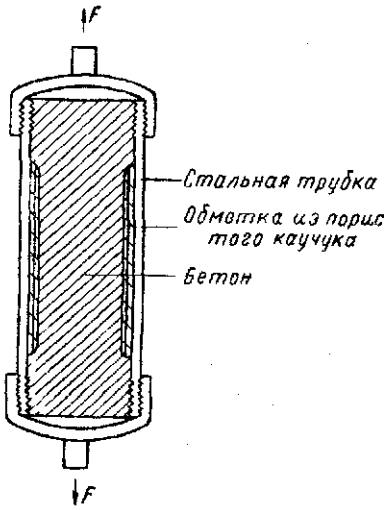

Рис. 53

Мы находим, что экспериментальная кривая принимает форму, представленную на рис. 54. До того момента, пока нагрузка не достигнет величины $F_A$, она совмещается с прямой $OA$, уклон которой позволяет определить модуль упругости $E_b$.

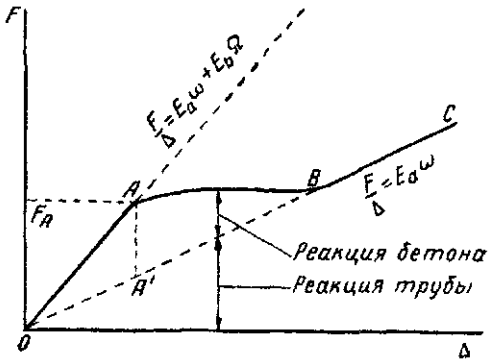

Рис. 54

При достижении нагрузкой значения $F_A$ кривая испытывает в точке $A$ резкий перелом, и участок ее $AB$ получит очень малый подъем или даже горизонтальное направление, после чего кривая совмещается с направлением $OC$, т. е. с кривой

нии равных напряжений, совмещающейся с $AB$, главное напряжение $T_2$ остается постоянным.

В центральном пучке (рис. 57, *б*) среднее удлинение, соответствующее напряжению $T_2$, равно

$$\frac{\sigma T_2}{F} = \text{const}.$$

Среднее удлинение, отвечающее напряжению $T_1$, равно $\frac{T_1}{E} = \text{const}$. Средняя энергия деформации на единицу площади в центральном пучке равна

$$W = \left(\frac{\sigma T_2}{E} + \frac{T_1}{E}\right) T_1$$

и представляет собой величину, постоянную[1] вдоль всей оси $AB$ на ширине, равной 1. Разрушение поэтому может возникнуть в некоторой точке $AB$ или же одновременно на всем диаметре. Поскольку крайние его точки $A$ и $B$ слегка обжаты, т. е. стеснены контактными связями («эффект обоймы»), влияние которых сказывается, постепенно ослабляясь по мере удаления от этих поверхностей, разрушение начинается вообще у центра. Это именно и нужно было доказать.

Для того чтобы установить условия разрушения, следует определить, например вокруг точки $O$, какая форма элементарного объема среднего размера $\varepsilon$ соответствует наибольшей энергии, и найти отсюда соответствующую среднюю величину энергии. Для $d$, очень большого в сравнении с $\varepsilon$, условием предельного состояния будет

$$e_x = \frac{2P}{\pi d} \cdot \frac{(1+\sigma)(1+2\sigma)}{E}.$$

В сопоставлении с испытанием на простое растяжение.

$$e_x = \frac{T_t}{E}.$$

Это дает

$$T_t = \frac{2P}{\pi d}(1+\sigma)(1+2\sigma).$$

Это выражение представляет переменную величину, поскольку в него входит коэффициент Пуассона, в свою очередь зависящий от состава бетона, его возраста и его влажности.

Приняв в среднем $\sigma = 0{,}20$, находим

$$T_t = 1{,}68\,\frac{2P}{\pi d},$$

[1] Полная энергия криволинейного прямоугольника *abcd*, разделенная на его площадь.

откуда

$$\frac{2P}{\pi d} = \frac{T}{1{,}68}.$$

Для затвердевшего бетона хорошего качества $\sigma$ близок к 0,12, и тогда

$$\frac{2P}{\pi d} = \frac{T_t}{1{,}39}.$$

Если, наоборот, величиной $\varepsilon$ нельзя пренебречь в сравнении с $d$, то коэффициент, стоящий перед отношением $2P/\pi d$, уменьшается. Приближенное вычисление показывает, что при $d=15$ *см* (обычный порядок величины цилиндров) и $\varepsilon$, близком к 3 *см*, отношение близко к $T_r = \frac{2P}{\pi d}$ при $\sigma=0{,}15$.

Как бы то ни было, испытание на разрыв путем раскалывания цилиндра не может дать точного значения прочности при растяжении, так как результат его зависит от многих параметров, не поддающихся измерению. Но, с другой стороны, простота выполнения свидетельствует о том, что этот метод чрезвычайно удобен в применении на строительных площадках как способ сравнительной оценки качества бетона.

## Деформация и разрушение в условиях трехосного напряженного состояния

Наша основная задача состоит в том, чтобы определить тот режим внешнего механического воздействия, при котором в данном твердом теле возникают пластические деформации, а затем и разрушение.

Мы установили при рассмотрении растяжения, — а то же самое остается справедливым и в отношении сжатия, — что знания напряженного состояния в одной наиболее напряженной точке тела не достаточно для прогноза разрушения. Для этого необходимо знать поле напряжений в достаточно большем объеме вокруг этой точки. Вносимые пластической деформацией и образованием трещин структурные изменения в бетоне представляют собой процесс, который протекает не бесконечно малыми, а конечными, дискретными приращениями, по крайней мере вначале.

Для того чтобы найти по возможности самый доступный путь к исследованию критериев пластического деформирования и разрушения, следует начать с рассмотрения однородной среды, в которой поле напряжений вполне определено, не подвержено изменениям и характеризуется по возможности простой структурой. Выберем поэтому равномерно загруженное твердое тело, в котором тензор напряжений сохраняет постоян-

ное значение во всех точках объема, достаточно большого по сравнению с размерами неоднородностей его структуры.

Хотя при таких условиях задача значительно упрощается и ей посвящена обильная литература, ее нельзя считать решенной. Истолкования результатов испытаний, предложенные различными авторами, плохо между собой согласуются, если не противоречат одни другим.

Положим, что в избранном нами объеме действуют в постоянных направлениях три одинаковых по абсолютной величине и знаку главных напряжения $t_1$, $t_2$, $t_3$. Если $f(t_1, t_2, t_3) = Q$ — функция, определяющая возникновение рассматриваемого нами необратимого процесса пластического деформирования или разрушения, то мы можем написать

$$\Phi(t_1, t_2, t_3) = f(t_1, t_2, t_3) - Q = 0.$$

Знание такой функции для рассматриваемого материала имело бы весьма важное значение в нашем анализе, но для этого необходимо еще быть уверенным в том, что она не зависит от условий установления значений $t$ во времени. Иначе говоря, нам нужно решить вопрос, сохраняет ли $Q$ одно и то же значение, если напряжения $t_i$ возбуждаются последовательно в том или ином порядке, или же, если взять крайний случай, налагаются одновременно? Последняя возможность мало вероятна, ибо если, например, $t_3$ представляет собой самое большое по абсолютной величине напряжение из трех, то оно сможет вызвать разрушение при $t_1 = t_2 = 0$, одновременное же приложение трех равных напряжений не влечет за собой разрушения. И тогда нам нужно будет, перейдя к частному случаю, предположить пропорциональное возрастание трех напряжений со временем до рассматриваемой величины.

Сделав эти оговорки относительно возможной ценности вводимых нами понятий, перейдем к сравнительному обзору существующих теорий прочности. Самая древняя восходит к Галилею. Последний указал, что разрушение должно произойти в момент, когда *наибольшее напряжение* достигает некоторого определенного значения, положительного или отрицательного. По мнению Понселе, разрушение наступает в момент, когда *наибольшее удлинение* достигает некоторого определенного значения. Эта мысль была развита Сен-Венаном, дополнившим ее указанием на то, что материал переходит в пластическое состояние с того момента, когда *наибольшее касательное напряжение* принимает некоторое определенное значение, представляющее собой постоянную характеристику материала.

Р. Мизес утверждает, что пластическое состояние наступает, как только *сумма квадратов трех главных напряжений* — величина, пропорциональная энергии деформации, — достигает определенного значения.

Согласно критерию Кулона, переход в состояние пластичности (достижение предела текучести) или разрушения устанавливается *предельным состоянием равновесия трения*. По плоскости разрушения предельное касательное напряжение должно быть линейной функцией нормального напряжения.

Критерий Мора-Како (Mohr-Caquot) представляет собой обобщение критерия Кулона. Согласно ему, нарушение состояния равновесия знаменуется скольжением, при котором соответствующее касательное напряжение представляет собой, как правило, возрастающую функцию нормального напряжения.

Некоторые авторы, как, например, Бельтрами (Beltrami), Эг (Haigh), Губер (Huber), Генки (Hencky) и др., полагали, как Мизес, что критерий равновесия должен быть основан на понятии *работы упругой деформации*, поскольку нарушение состояния равновесия сопутствуется тем, что *удельная работа формоизменения* (перекоса) достигает при этом некоторой критической величины.

Рош (Ros) и Эйхингер (Eichinger) рассматривают результирующий вектор касательных напряжений и результирующий вектор главных скольжений, называемый ими относительным скольжением, утверждая, что между этими двумя векторами существует определенная зависимость, позволяющая распространить понятие удельной работы деформации на область, лежащую за пределом упругости.

Здесь мы привели только наиболее важные критерии потери прочности; некоторыми авторами были предложены те или иные варианты этих формулировок, другим удалось найти обобщенные выражения, в которых синтезировались два частных критерия. Это свидетельствует, как нельзя лучше, о том, что ни одна из перечисленных выше теорий не может быть признана вполне удовлетворительной: теоретическая мысль отвергает незавершенное, т. е. множественное, решение в виде ряда различных принципов, отвечающих лишь тем или иным частным условиям или свойствам отдельных материалов.

Прежде всего мы видим, что в этих теориях сталкиваются различные понятия: критерий разрушения заложен в наибольшем удлинении, он определяется также нарушением связей трения, превышением удельной работы деформации.

Первая теория, самая древняя, энергично оспаривалась и, бесспорно, она терпит крушение перед лицом некоторых фактов. С ней следует считаться, по-видимому, лишь в тех случаях, где разрушение происходит путем отрыва с образованием трещин в направлении, нормальном к направлению наибольших деформаций. Доводы, к которым чаще всего прибегают для ее опровержения, имеют своим отправным пунктом ошибочность указываемого этой теорией отношения между прочностями на растяжение и на сдвиг. Этот ее недочет нельзя, однако, считать столь решающе непоправимым, каким его обычно предпола-

тают, поскольку в основе его лежит некоторая начальная гипотеза об определенном значении коэффициента Пуассона, точное определение которого связано с большими трудностями, в особенности в отношении хрупких материалов, которые и имеет в виду прежде всего эта теория.

Вторая идея, выраженная принципом Кулона и иллюстрированная в частном применении Како, утверждает, что предельное состояние равновесия наступает в результате нарушения внутреннего трения и скольжения по плоскости, на которой достигается предельное условие сопротивления трению; иными словами, имеется в виду лишь наибольшее и наименьшее из главных напряжений, действующих в плоскости, нормальной к плоскости скольжения. За промежуточным главным напряжением здесь отрицается всякая роль. Это обстоятельство ставилось в самый серьезный упрек, который только можно было сделать по адресу этой так называемой *теории предельной кривой*. И, действительно, некоторые испытания, по-видимому, убедительно показали, что промежуточное главное напряжение фактически влияет на условия разрушения и притом в тем большей степени, чем больше исследуемый материал отличается по своему характеру от пластичного, т. е. чем резче в нем выражены свойства хрупкости. Кроме того, теория предельной кривой не способна объяснить разрушение типа «отрыва» иначе, как наличием отрицательного знака во всех трех составляющих главного напряжения. Между тем в хрупких телах и, в частности, в бетоне наблюдается разрушение этого типа без скольжения не только при растяжении, но и при простом сжатии в направлении, нормальном к направлению приложенной нагрузки, т. е. без напряжения.

Третий критерий — это работа формоизменения (искажения). Его можно выразить в более развернутом виде, сказав, что результирующий вектор главных сдвигов не может превзойти определенной величины, каково бы ни было его направление. Что касается теории Мора—Како, то она, наоборот, признает за промежуточным главным напряжением определенное значение в наступлении разрушения. Но, с другой стороны, эта теория не позволяет установить направление разрушения. Она может относиться лишь к пределу упругости и неприложима к хрупким материалам вообще и к бетону в частности.

По ряду пунктов обнаружилась несовместимость этих теорий, которую пытались устранить различными искусственными приемами, столь же остроумными, сколь и необоснованно сложными. Естественно поэтому напрашивается вопрос о возможности построения единой общей теории пластического деформирования и разрушения. Существенные различия в поведении разных материалов при их загружении, а часто и одного и того же материала под нагрузками различных типов, оправдывают некоторый скептицизм в этом отношении. Ссылаются вдобавок и

на то, что все такого рода общие теории до сих пор терпели неудачу. И, несмотря на это, все же следует, по-видимому, признать, что, если какая-либо общая теория и опровергалась теми или другими фактами, это опровержение ни разу не оказывалось полным и окончательным. Теория Мора—Како, например, если и не гарантирует точности, то во многих случаях все же близко отвечает реальности.

При всем том окончательный вывод получается столь неясным, что возникает вопрос, не лежит ли в основе всех этих расхождений между теориями какое-либо терминологическое недоразумение и не таится ли ключ к решению проблемы в радикальном изменении постановки вопроса.

Что касается меня, то мне думается, что предельные состояния следует относить не к силам, а к деформациям. Такая точка зрения, в которой находит свое отражение первый принцип Сен-Венана, представляется мне многообещающей; она привлекла многих авторов, в частности Валлетта (Vallette) [1]. Я лишь опасаюсь, что последний не использовал всех ее возможностей.

В самом деле, ведь напряжением на языке теории называется по существу не что иное, как то же самое явление, которое на языке физической реальности именуется деформацией [2]. При постановке эксперимента нам доступно измерить лишь перемещение или деформацию, напряжение же определяется через посредство деформации в результате условного расчета. Все теории сопротивления материалов излагаются в переводе на язык напряжений, с тем чтобы упростить применение предельных условий, чаще всего формулируемых для сил, и таким путем сократить вычислительную работу. Но твердое тело обладает структурой, которая деформируется под влиянием внешних воздействий. Почему же в таком случае не сказать, что достижение предела упругого равновесия или разрушение этой структуры происходит в тот момент, когда эта последняя достигает определенного состояния объемного расширения или изменения формы? Самое понятие энергии можно столь же хорошо поставить в связи с деформацией, как и с напряжением.

Рассмотрим, например, цилиндр, сжатый по его продольной оси и испытывающий в этом направлении укорочение $e_1$. Поперечная деформация его выразится при этом величиной $-\sigma e_1$, где $\sigma$ — коэффициент Пуассона. Это будет поперечное расширение, в процессе которого кристаллы, зерна заполните-

---

[1] Vallette, Critéres de résistance de la matiére (Критерии прочности материи), VI Международный конгресс прикладной механики. См. также О. Я. Берг, К вопросу о прочности и пластичности бетона, Доклады АН СССР, 1950, т. XX, № 4, стр. 617—620. (Имеется французский перевод в Парижском институте строительной техники. — IBTP.).

[2] См. по этому вопросу Coesen, Une discussion critique sur les éfforts et les déformationé. Лаборатория механики грунтов в Дельфте (Голландия).

лей, частицы в самом широком смысле раздвигаются на некоторые расстояния друг от друга. Как только это расстояние превысит определенную величину, в соответствующих направлениях может произойти ослабление или нарушение связей. Бранденбергер[1] выразил ту же мысль, указав, что существуют напряжения внешние и напряжения внутренние. Под внешними напряжениями следует понимать величины, являющиеся объектами вычислений классической теории упругости и пластичности. Внутренние напряжения не приводятся к внешней равнодействующей; они не входят в условия внешнего равновесия упругого тела; они не вносят никаких нарушений в соотношения между приложенными нагрузками и деформациями. Но их нельзя игнорировать во всем, что касается прочности, они составляют ключ, позволяющий совершить переход от понятия деформации к понятию напряжения в исследовании пластической деформации и разрушения.

Рассмотрим, как это всегда делается в механике сплошной среды, элементарный кубик изотропного материала и направим его оси по главным осям напряжения и деформации. Обозначим через $T_1$, $T_2$, $T_3$ главные напряжения, а через $e_1$, $e_2$, $e_3$ — главные деформации соответственно осям *1, 2, 3*. Через $T$ обозначим среднее значение трех главных напряжений:

$$T = \frac{T_1 + T_2 + T_3}{3},$$

а через $e$ — среднее значение главных деформаций,

$$e = \frac{e_1 + e_2 + e_3}{3}.$$

Величина $3e$ представляет приращение объема. Обозначим теперь через $e_1'$, $e_2'$ $e_3'$ разности $e' = e_i - e$ между главными деформациями и средней деформацией; точно так же образуем разности между главными напряжениями и средним напряжением: $T_i' = T_i - T$. Заметим, что $e_1' + e_2' + e_3' = 0$ точно так же, как и $T_1' + T_2' + T_3' = 0$.

Уравнения, связывающие напряжения и деформации в теории упругости изотропной среды, приводятся в таком виде:

$$e_1 = \frac{1}{E}[T_1 - \sigma(T_2 + T_3)],$$

. . . . . .

Введение указанных выше обозначений позволяет придать им несколько иную форму:

$$e_i = \frac{1+\sigma}{E} T_i - \frac{3\sigma}{E} T$$

[1] Brandenberger, A new theory of elasticity and strength (Новая теория упругости и прочности), VII Конгресс прикладной механики, Лондон, 1948.

или

$$e = \frac{1-2\sigma}{E} T;$$

$$e'_i = \frac{1+\sigma}{E} T'_i,$$

где

$$e_i = e + e'_i.$$

Бранденбергер предлагает назвать величину $E_c$, определяемую из соотношения $\frac{1}{E_c} = \frac{1-2\sigma}{E}$, коэффициентом (модулем) однородной упругости, а $E_g$, определяемую из $\frac{1}{E_g} = \frac{1+\sigma}{E}$, — коэффициентом (модулем) упругости формоизменения (перекоса, искажения). Мы замечаем, что $E_g = 2G$, т. е. модуль упругости формоизменения равен удвоенному значению классического модуля упругости при сдвиге. Полученные выше соотношения принимают в новых обозначениях следующий вид:

$$e = \frac{T}{E_c}; \quad e'_i = \frac{T'_i}{E_g}; \quad e_i = \frac{T}{E_c} + \frac{T'_i}{E_g}$$

и соответственно

$$T_i = eE_c + e' E_g; \quad T = eE_c; \quad T' = e'_i E_g.$$

Если одна из граней образца свободна от нагрузки, то напряженное состояние материала характеризуется соотношением

$$eE_c + e'_i E_g = 0 \quad \text{или} \quad T + T' = 0.$$

Не обращающуюся в нуль деформацию в незагруженном направлении можно рассматривать как результирующую напряжения объемного расширения и напряжения формоизменения, сумма которых равна нулю, но действие характеризуется различными коэффициентами деформации.

К резюмированным положениям сводится вся теория Бранденбергера; автор поясняет ее указанием на то, что внутренние напряжения расширения $T$ вызывают объемное расширение — упругое и обратимое, в то время как внутренние напряжения формоизменения $T'$ определяют для удлинения $e'$ предел упругости. Но превышение этого предела вызывает остаточную деформацию в одном направлении; соответствующие деформации в двух других направлениях являются результатом формоизменений, обусловленных первой деформацией, и при наличии упрочнения им соответствуют внутренние упругие напряжения остаточного типа. Для превышения предела упругости в трех

направлениях в этих условиях нужно создать дополнительную деформацию, и тогда только мы получим явление общего пластического деформирования. Согласно положениям, высказанным названным автором, существуют, таким образом, два упругих предела. Кроме того, поскольку упрочнение оставляет материал в состоянии остаточного формоизменения, внутренние остаточные напряжения при обратном загружении нарушают упругий предел, последний при этом снижается относительно того значения, которое свойственно материалу, не подвергавшемуся загружению. Выражая это проще, можно сказать, что превышение предела упругости при растяжении снижает в равной степени предел упругости при сжатии. Это явление в своих качественных характеристиках было признано уже давно: это эффект Баушингера. Объяснение Бранденбергера остроумно, но несколько искусственно. Он вводит понятие формоизменения, которое представляет собой по существу лишь дифференциальное удлинение между состояниями средней деформации и соответствующей однородной реальной деформации. Если, например, мы исходим из состояния гидростатического сжатия, при котором материал испытывает деформации $e_1'$, $e_2'$, $e_3'$, образующие в сумме нуль, то предельное состояние при этом будет определяться по абсолютной величине самой большой из этих деформаций. Речь идет здесь, следовательно, не о формоизменении, но о простом удлинении, не зависящем от среднего значения. Такое положение нельзя, однако, считать общим, поскольку оно противоречит опыту.

### Наибольшее формоизменение и наибольшее удлинение

Назовем формоизменением (перекосом, искажением) твердого тела по плоскости значение сдвига $\gamma$ по этой плоскости. Эта величина представляет собой угол наклона, который первоначально нормальная к плоскости прямая образует с ней после деформации. Сдвиг выражается также через параллельное плоскости перемещение материальной точки тела, расположенной на расстоянии, равном единице от этой плоскости. При возвращении этой материальной точки после снятия нагрузки в ее первоначальное положение происходит приращение потенциальной энергии в размере $\frac{\gamma^2 E_g}{2}$ на единицу площади, также характеризующее сдвиг. Но эта энергия не может возрастать неограниченно: поддерживающая ее равнодействующая сил взаимопритяжения может снизиться, и тогда потенциальная энергия, переходя через максимум, падает. По устранении внешней нагрузки материальная точка не возвращается в свое первоначальное положение. Такому состоянию отвечает некоторый наибольший сдвиг, с превышением которого материал

перестает быть упругим. Состояние предельного равновесия наступает, таким образом, при некотором значении $\gamma_E$ сдвига $\gamma$, определяющем необратимый сдвиг в определенном направлении; это направление и нужно избрать из числа тех, в которых возможны наибольшие сдвиги. В этих условиях в определение критериев равновесия войдут лишь крайние значения главных деформаций, например $e_1$ и $e_3$.

По такой плоскости сдвига возникает и нормальная деформация, которая также зависит только от крайних значений главных деформаций. Есть основание думать, что она должна участвовать в определении критериев равновесия. Действительно, в плоскости, нормальной к этим возможным сдвигам, материал должен испытывать сначала уплотнение $h = \frac{e_1 + e_3}{2}$, а затем формоизменение $\gamma = \frac{e_1 - e_3}{2}$.

Можно попытаться провести здесь энергетический подсчет и заключить, что энергия уплотнения должна выразиться произведением $\frac{(e_1 + e_3)^2}{2} Q$ (где $Q$ — модуль упругости), энергия же формоизменения — через $\gamma^2 \frac{E_g}{2}$.

Если уплотнение сообщает телу определенное количество энергии, возможно, что часть этой энергии поступает в актив сил притяжения и таким путем повышает способность тела к формоизменению. Это предположение можно сформулировать в достаточно общем виде следующим образом:

$$\gamma^2 E_g = K (h + D_0)^2 Q,$$

где $D_0$ — такое значение $h$, что при $h = -D_0$, $\gamma = 0$, и, следовательно:

$$\gamma = (h + D_0) \sqrt{\frac{KQ}{E_g}}.$$

Если коэффициент $K$, так же как и $Q$, постоянная величина, то мы приходим к линейному закону.

Именно к таким же выводам приводят и результаты испытаний, как мы убедимся в этом из дальнейшего. *Способность к формоизменению представляет собой линейную функцию уплотнения.* Такое заключение, замечательное по своей простоте, имеет, как мне думается, весьма общий характер, но излагаемая ниже теория легко допускает распространение этой формулы также и на случай нелинейной связи, если бы в этом встретилась необходимость. Заметим, наконец, что при $K = 0$ мы обнаруживаем в наших формулировках теорию пластического тела Сен-Венана.

Положим, что нам известны наименьшее $e_1$ и наибольшее $e_3$ из главных деформаций. Деформация сдвига в состоянии рав-

новесия равна $\gamma$, а нормальная деформация к плоскости скольжения, зависящая лишь от $e_1$ и $e_3$, равна $e$. Вектор, представляющий результирующую $e$ и $\gamma$, должен располагаться на круге Мора (рис. 58), радиус которого равен

$$r = \frac{e_3 - e_1}{2},$$

а центр отстоит от начала координат на расстоянии

$$h = \frac{e_1 + e_3}{2}.$$

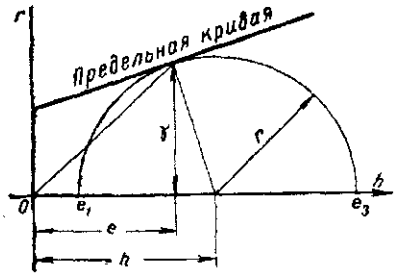


Рис. 58

Поскольку $r$ представляет собой линейно возрастающую функцию $h$, мы вправе написать

$$\frac{e_1 - e_3}{2} = n\frac{e_1 + e_3}{2} + r_0,$$

где $n$ — постоянная, откуда

$$r = nh + r_0.$$

Условия нарушения равновесия представлены, таким образом, семейством кругов, параметрическое выражение которого приведено выше, а огибающая получает значение предельной кривой деформаций, переходящей чаще всего, как мы уже указывали, в прямую. Точка касания окружности с предельной кривой определяет направление сдвига.

Мы приходим, следовательно, к перенесению принципа Како на область деформаций. Различие между указанными толкованиями этого принципа вытекает из того, что мы учитываем внутренние напряжения, возникающие не непосредственно, а в результате деформаций. Иначе говоря, принцип Како действителен с точки зрения этой теории, если учитывать силы, реально порождаемые в твердом теле относительными перемещениями составляющих его частиц.

Но мы уже обратили внимание в начале этого раздела на то, что понятия наибольшего сдвига или скольжения непригодны в объяснении ряда случаев разрушения хрупких материалов. Есть основание полагать, что материалы способны разрушаться и другим способом, если расширение структуры достигает в каком-либо направлении критической величины удлинения.

Аналитически это условие можно выразить в такой форме:

$$|e_i| > |d_0|,$$

причем удлинениям здесь приписывается отрицательный знак. Полная предельная кривая составится поэтому из отрезка прямой (или кривой) $AB$, восходящей в направлениях положительных значений осей, и из вертикальной прямой, имеющей абсциссу $d_0$ (рис. 59).

Для того чтобы перейти от условных обозначений в деформациях к соответствующим обозначениям в напряжениях $T_1$ и $T_3$, нам следует лишь написать

$$e_1 + e_3 = (T_1 + T_3)\frac{1-\sigma}{E} - \frac{2\sigma}{E}T_2,$$

$$e_3 - e_1 = (T_1 - T_3)(1+\sigma).$$

Обозначив через $R = \frac{T_1 - T_3}{2}$ радиус круга напряжений Мора, через $H = \frac{T_1 + T_3}{2}$ — абсциссу центра этого круга и, наконец, приняв $T_2 = H + \rho R$, где $\rho$ — коэффициент, изменяющийся от $-1$ до $+1$, получим

$$h = H\frac{1-2\sigma}{E} - \rho R\frac{\sigma}{E};$$

$$r = R\frac{1+\sigma}{E}.$$

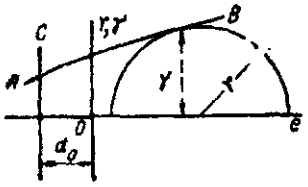


Рис. 59

Напомним здесь обозначения Бранденбергера:

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1-2\sigma}{E}; \quad \frac{1}{E_g} = \frac{1+\sigma}{E}.$$

Из сопоставления находим

$$r = \frac{R}{E_g}; \quad h = \frac{H}{E_c} - \frac{\rho R}{3}\left[\frac{1}{E_g} - \frac{1}{E_c}\right],$$

и обратно:

$$R = rE_g; \quad H = hE_c + \frac{\rho r}{3}(E_c - E_g).$$

Предельная кривая напряжений, огибающая кругов радиуса $R$ с центром $H$, представляет собой кривую, восходящую в направлении положительных $H$; но положение ее меняется в зависимости от $\rho$, т. е. от относительного значения среднего напряжения. Что касается разрушения вследствие расширения, то условие его формулируется в напряжениях следующим образом:

$$h - r + d_0 = 0.$$

Все круги Мора касательны к вертикали $C$ с абсциссой $-d_0$. Введя $D_0=d_0E_c$, получим

$$H+D_0=\frac{R}{3}\left[(3+\rho)\frac{E_c}{E_g}-\rho\right],$$

т. е. линейное соотношение между $H$ и $R$, отражающее свойства материала с кулоновым трением. Угол $\alpha$, образуемый огибающей прямой с горизонтальной осью, находится по синусу:

$$\sin\alpha=\frac{3}{(3+\rho)\frac{E_c}{E_g}-\rho}.$$

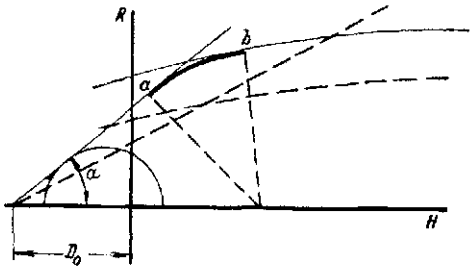


Рис. 60

Огибающая пересекает ось абсцисс в точке $H=-D_0$. Поэтому предельная кривая для определенного значения $\rho$ составляется из наклонной прямой и восходящей кривой, причем сопряжение между ними осуществляется окружностью, касательной к обеим кривым, с центром, лежащим на оси абсцисс (рис. 60).

Все круги Мора, касательная к которым располагается влево от $a$, определяют разрушение вследствие расширения или отрыва; все круги, касательная к которым располагается вправо от $b$, определяют сдвиг (скольжение). Отметим еще, что с возрастанием $\rho$ от $-1$ до $+1$, чему соответствует возрастание среднего напряжения от наименьшего до наибольшего из двух других значений главных напряжений, угол $\alpha$ уменьшается, и предельная кривая сдвига наклоняется к оси абсцисс.

## Полное упругое формоизменение

Все, что было сказано только что о режиме работы материалов в пределах упругого сдвига, относится исключительно лишь к этой области. Для бетона же определение предела упругости имеет весьма ограниченный смысл. Инженера-практика интересует прежде всего разрушение. Всякий сдвиг (который отображается кругом Мора, отделяющим предельную кривую от упругой области) вызывает по устранении внешних сил остаточное формоизменение. Это последнее представляет собой результат неупругих скольжений, локализующихся по поверхностям или по плоскостям, имеющим определенные направления. Прерывность представляет собой следствие неоднородно-

сти материала в микроскопическом или макроскопическом смысле. Сдвиги возникают в местах наименьшего сопротивления по отношению к системе внешних воздействий и распространяются постепенно до встречи со свободными поверхностями. Они приводят в этих местах материал в состояние более устойчивого равновесия. Сдвиги же возникают, по-видимому, в том случае, если материал загружается сверх известных пределов упругого деформирования в некотором минимальном объеме вокруг точки наименьшего сопротивления.

После того как внешние воздействия вызовут в некоторых областях рассматриваемого нами материала превышение предела упругого равновесия, в объеме, занимаемом этим материалом, окажутся области, достигшие нового состояния равновесия, а так же и другие области, воздействующие на первые и испытывающие упругое формоизменение (например, раствор и заполнители). Но этим будет объяснена лишь часть остаточного изменения, а не полная его величина.

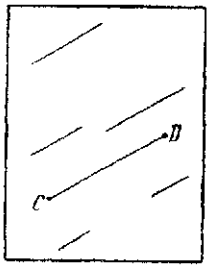

Рис. 61

Чтобы осветить этот вопрос, представим себе твердое тело, в котором происходит сдвиг по плоскости $CD$ (рис. 61). Затрагивая лишь предельную поверхность, он оставит после разгрузки в окружающей области упругие формоизменения. Если загрузка вызвала в бетоне большое число сдвигов по плоскости $CD$, то в результате их получаются общее среднее остаточное формоизменение и внутренние напряжения.

Возможно, что эти представления могут оказаться полезными в изучении пластичности. Всякое пластическое формоизменение $\Delta$ влечет за собой остаточное упругое формоизменение $\xi \leqslant \Delta$, величину которого остается определить.

Обозначим через $\delta_1$ и $\delta_3$ наименьшее и наибольшее значения главных пластических деформаций. Тогда пластическое формоизменение выразится их полуразностью:

$$\Delta = \frac{\delta_1 - \delta_3}{2} .$$

Представим себе твердое тело как упругую среду, в которой пластические деформации создали множество связей, препятствующих возвращению системы в начальное состояние.

В упругой среде остается, следовательно, потенциальная упругая энергия $\frac{\xi^2}{2}E_g$, которой соответствует среднее упругое остаточное формоизменение.

Если полученное формоизменение остается после разгрузки, то это значит, что под нагрузкой существовало полное упругое формоизменение, превышавшее $r_e$, т. е. $\eta = r_e + \xi$.

Приращению внешнего напряжения $E_g dr_e$ сопутствует приращение остаточной пластической деформации $d\Delta$ и средней внутренней упругой деформации $d\xi$. Укажем вместе с тем, что истинная пластическая деформация равна $d\Delta - d\xi$, поскольку измеренная величина деформации заключает в себе часть упругой деформации $d\xi$, которая может быть освобождена лишь путем деблокировки пластических связей. Работа пластической деформации выразится поэтому произведением

$$dW_p = E_g r_e (d\Delta - d\xi).$$

Работа упругой деформации представляет собой сумму потенциальной энергии, накопленной остаточным напряжением и равной $E_g \xi d\xi$, и энергии перемещения этого остаточного напряжения величиной $d\Delta$, блокированного пластическими связями, т. е.

$$dW_e = E_g \xi (d\xi + d\Delta).$$

Мы можем сказать, что работа, расходуемая на пластическое деформирование, равна работе упругой деформации, т. е.

$$r_e d\Delta = r_e d\xi + \xi d\Delta + \xi d\xi.$$

Работа пластической деформации, равная произведению внешней силы $E_g r_e$ на соответствующее перемещение $d\Delta$, составляется из внутренней потенциальной энергии $E_g \xi d\xi$ и из рассеянной энергии

$$E_g (r_e d\xi + \xi d\Delta).$$

В случае, например, пластической деформации под постоянной нагрузкой $E_g r_e$ полная работа пластической деформации получится равной $W_p = E_g r_e \Delta$. Если $\xi$ определить из указываемой в дальнейшем приближенной формулы $\xi = \frac{r_e \Delta}{r_e + \Delta}$, то отношение $\frac{W_e}{W_p} = \frac{\xi^2}{2 r_e \Delta}$ даст

$$\frac{W_e}{W_p} = \frac{\frac{\Delta}{r_e}}{2\left(1 + \frac{\Delta}{r_e}\right)^2}.$$

Отношение это достигает максимума 1,125 для $\frac{\Delta}{r_e} = 1$ и стремится к $\frac{r_e}{2\Delta}$ при неограниченном возрастании $\Delta$. Это значит, что внутренняя потенциальная энергия составляет лишь незначительную долю используемой энергии пластической деформации.

Вернемся к уравнению $r_e d\Delta - r_e d\xi = \xi d\xi + \xi d\Delta$; его можно написать в таком виде:

$$(r_e + \xi)\, d\xi = (r_e - \xi)\, d\Delta$$

или же в виде

$$\frac{d\xi}{dr_e} = \frac{r_e - \xi}{r_e + \xi} \cdot \frac{d\Delta}{dr_e}.$$

Теоретически при известном отношении $\Delta(r_e)$ оно должно дать функцию $\xi(r_e)$. С этой целью его можно проинтегрировать в конечных разностях вдоль экспериментальной кривой.

Если оси элементарного кубика совместить с линиями главных деформаций, то условие равновесия такого кубика выразится уравнением $\eta_{12}+\eta_{23}=\eta_{13}$ при $r_{12}+r_{23}=r_{13}$ и $dr_{12}+dr_{23}=dr_{23l}$. Здесь $r_{ij}$ представляют собой упругие формоизменения $r_e$ (компоненты тензора-девиатора), обусловленные внешними силами, а $\eta_{ij}=r_{ij}+\xi_{ij}$. Это приводит к двум условиям:

$$\frac{\xi_{12}}{r_{12}} = \frac{\xi_{13}}{r_{13}} = \frac{\xi_{23}}{r_{23}}$$

и

$$\frac{\Delta_{12}}{r_{12}} = \frac{\Delta_{13}}{r_{13}} = \frac{\Delta_{23}}{r_{23}},$$

где $\Delta_{ij} = \frac{\delta_i - \delta_j}{2}$,

а $\delta_i$ —главные пластические деформации.

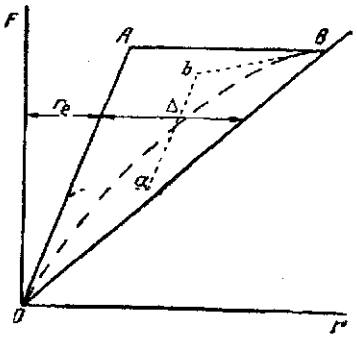


Рис. 62

Во второй группе приведенных здесь уравнений мы узнаем закон Леви-Мизеса, хорошо известный из теории пластичности. Из первой группы уравнений следует вывод о пропорциональности между полными упругими формоизменениями и внешними упругими формоизменениями.

Уравнение $\frac{d\xi}{dr_e} = \frac{r_e - \xi d\Delta}{r_e + \xi dr_e}$ совместимо, следовательно, с законами пластичности и равновесия деформируемых тел. Исследуем теперь характер функции $\xi(r_e)$ в ее зависимости от вида функции $\Delta(r_e)$.

Предположим сначала наличие случая Сен-Венана (рис. 62), где мы различаем упругую стадию $OA$ и пластическую стадию $AB$.

В этой последней стадии $r_e$ — величина постоянная, и наше уравнение принимает вид

$$\frac{d\xi}{d\Delta} = \frac{r_e - \xi}{r_e + \xi},$$

допускающий интегрирование.

По выполнении интегрирования получаем

$$\frac{\Delta}{r_e} = 2 \ln \frac{1}{1 - \frac{\xi}{r_e}} - \frac{\xi}{r_e},$$

т. е. выражение, неявное относительно $\frac{\xi}{r_e}$.

Окончательные результаты в $\frac{\eta}{r_e} = 1 + \frac{\xi}{r_e}$ представлены на графике (рис. 63) верхней кривой закона пластичности по Сен-Венану для $\mu = 1$.

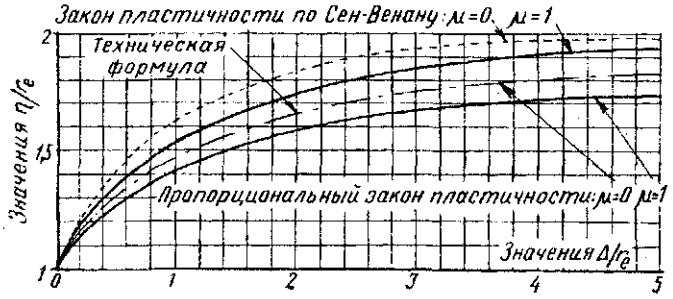


Рис. 63

Можно рассмотреть также и случай, когда $\Delta$ — линейная функция $r_e$ вида $\Delta = qr_e$. Общее уравнение принимает тогда вид

$$\frac{d\xi}{dr_e} = \frac{r_e - \xi}{r_e + \xi} q,$$

где $q = \frac{\Delta}{r_e}$.

Решение $\xi = Kr_e$ удовлетворяет этому уравнению и дает

$$\frac{\xi}{r_e} = \frac{\sqrt{\left(1 + \frac{\Delta}{r_e}\right)^2 + 4\frac{\Delta}{r_e}} - \left(1 + \frac{\Delta}{r_e}\right)}{2}.$$

Графическое представление этого решения дано на рис. 63 (нижней кривой пропорционального закона пластичности для $\mu = 1$). Таким образом, разница между законом пластичности по Сен-Венану и пропорциональным законом пластичности, с точки зрения величины $\eta$, незначительна, поскольку расхождение здесь не превышает 10%. Всякая кривая деформации, укладывающаяся между $OAB$ и $OB$ (рис. 62), дает значение, промежуточное между значениями указанных кривых рис. 63, и это относится к большей части кривых деформации. Заметим,

что для всякого прекращения пластической деформации, отображаемого на рис. 62 переломом $ab$ кривой в виде ступеньки, параллельной $OA$, $\frac{d\Delta}{dr_e}=0$, а значит, $\frac{d\xi}{dr_e}=0$, т. е. формоизменение $\xi$ сохраняет постоянное значение.

В связи с этим представилось интересным найти приближенное решение, промежуточное между двумя вышеприведенными, в предположении, что кривая деформации $AB$ располагается в треугольнике $OAB$. Такое решение имеет вид $\xi=\frac{r_e\Delta}{r_e+\Delta}$ и дает значение $\xi$ в зависимости от окончательной величины $\Delta$, а не от предшествующих значений. Результаты мы находим на графике рис. 63, и они убеждают нас в том, что относительные погрешности между крайними значениями $\eta/r_e$ не превосходят 6%. Такая степень точности приемлема для практики, почему полученное выражение и используется в дальнейшем для численных расчетов. Отметим также, что эта формула отвечает закону аддитивности $\xi_{12}+\xi_{23}=\xi_{13}$, если только при этом удовлетворяется условие Леви — Мизеса.

Обратим попутно внимание на один весьма интересный частный случай загружения, а именно на случай релаксации. Испытуемый образец подвергают сначала резкому формоизменению до значения $r_0$, после чего, сохраняя это значение постоянным, наблюдают, как развивается его деформация. Мы устанавливаем, таким образом, тождество $r_0=r_e+\Delta$, а затем, внося его в предыдущую формулу, получаем

$$\xi=\frac{r_e\Delta}{r_e+\Delta}=(r_0-\Delta)\frac{\Delta}{r_0}.$$

Эта величина достигает максимума для $\frac{\Delta}{r_0}=\frac{1}{2}$, и, поскольку накопленная энергия не может уменьшиться самопроизвольно, $\Delta$ не может превысить значения $\Delta=\frac{r_0}{2}$, откуда находим $r_e=\frac{r_0}{2}$; реакция не может снизиться больше, чем на половину своего начального значения. Это — случай, когда твердое тело поддается упрочнению и сохраняет свою потенциальную энергию. Если эта последняя уничтожается, реакция может упасть до нуля, как это имеет место в жидкости. Но для твердых тел ползучесть ограничена; если для бетона $\Delta=Kr_e$, то мы находим

$$r_0=(1+K)r_e;\quad r_e=\frac{r_0}{1+K};\quad \xi=\frac{K}{(1+K)^2}r_0.$$

Проведенные выше вычисления упругих остаточных формоизменений основываются на том предположении, что возвратная ветвь диаграммы загружения представляет собой прямую,

параллельную упругой прямой. Это значит, что пластические деформации остаются «блокированными» или «связанными», пока длится разгрузка. Возможно, что под влиянием остаточных напряжений, соответствующих $\xi$, часть связей постепенно размыкается — явление, которое принято называть «почти остаточной реактивностью». Точка $B$ переходит тогда в $B'$ (рис. 64), из чего следует заключить, что выявляемое гистерезисной петлей трение имеет в своей основе обратимый пластический характер. Величина $E_g$ $(BB')$ представляет падение реакции некоторой части пластических связей, т. е. остаточных упругих формоизменений. Если против точки $A$, отвечающей наибольшей нагрузке, мы нанесем величину $AA' = OB'$, равную остаточной деформации, то путем последовательных операций возрастающих загружений и разгрузок мы получим *кривую обратимых деформаций*. Ее смешивают обычно с кривой упругих деформаций. Но мы видим, что эти кривые — не одно и то же. Единственной кривой упругих деформаций является здесь линия $OH$, отвечающая вполне определенному модулю упругости, постоянному и не зависящему от нагрузки (поскольку деформации остаются достаточно малыми). Это — коэффициент, определяемый из вибрационных испытаний, сохраняющий свое постоянство и не зависящий от величины напряжений (см. главу II, стр. 91).

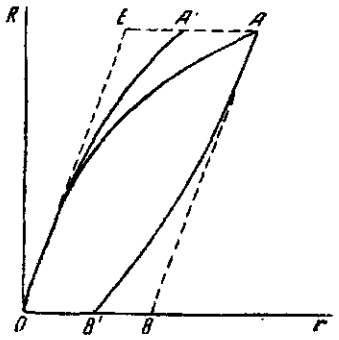

Рис. 64

Кривая обратимых деформаций в тем большей степени отклоняется от прямой $OE$, чем слабее блокировка остаточных напряжений. Эта блокировка зависит от свойства «упрочнения» пластических деформаций; если через $r_v$ обозначить обратимые формоизменения, то мы можем получить выражение $r_v = r_e + (1 - \beta)\xi$, где $\beta$ — коэффициент упруго-пластической блокировки. Для $\beta = 1$ находим $r_v = r_e$; материал обладает идеальным упрочнением.

Теперь нужно вернуться к уравнению работы и соответственным образом изменить его. Работа деформации упругой системы выражается произведением

$$dW_e = E_g \xi (d\xi + d\Delta_1).$$

Учитывая, что

$$d\Delta_1 = d\Delta_0 - (1 - \beta)\, d\xi,$$

находим

$$\xi d\xi + \xi d\Delta_0 - \xi (1 - \beta)\, d\xi = r_e d\Delta_0 - r_e d\xi$$

или

$$\xi d\Delta_0 + \beta\xi d\xi = r_e d\Delta_0 - r_e d\xi,$$

откуда

$$d\xi = \frac{r_e - \xi}{r_e + \beta\xi} d\Delta_0.$$

Для закона пластичности по Сен-Венану (течение под постоянной нагрузкой) получаем

$$\frac{\Delta}{r_e} = (1+\beta)\ln\frac{1}{1+\frac{\xi}{r_e}} - \beta\frac{\xi}{r_e};$$

для пропорционального закона пластичности

$$\frac{\xi}{r_e} = \frac{\sqrt{\left(1+\frac{\Delta}{r_e}\right)^2 + 4\beta\frac{\Delta}{r_e}} - \left(1+\frac{\Delta}{r_e}\right)}{2\beta}.$$

Если теперь, в противоположность рассмотренному случаю $\beta = 1$, мы положим $\beta = 0$, то получим:

для пластичности по Сен-Венану

$$\frac{\xi}{r_e} = 1 - e^{-\frac{\Delta}{r_e}};$$

для пропорционального закона пластичности

$$\frac{\xi}{r_e} = \frac{\frac{\Delta}{r_e}}{1+\frac{\Delta}{r_e}}.$$

Вторая из этих формул приводится к уже ранее примененной практической формуле. Первая представлена на рис. 63. Практическая формула дает для крайнего случая максимальное уклонение в 11%. В первом приближении его допустимо признать еще приемлемым.

Но вдоль кривой деформации всегда можно произвести интегрирование и найти значения $\Delta_0$ и $\Delta_1$ путем загрузки и разгрузки.

Теперь можно попытаться проверить ценность этих формул на экспериментальном примере и проконтролировать их точность.

В нашем распоряжении имеется бетон, модуль упругости которого, измеренный вибрационным методом, оказался равным 440 000 *кг/см*², а коэффициент Пуассона $\sigma = 0{,}18$. Испытание на сжатие позволяет легко определить

$$r_e = \frac{(1+\sigma)P}{2E}, \quad \Delta = \frac{1}{2}\left(\varepsilon - \frac{P}{E}\right),$$

где $P$ — приложенная нагрузка;

$\varepsilon$ — полное укорочение под нагрузкой.

С другой стороны, остаточная деформация после разгрузки равна $\varepsilon'$, так что

$$\varepsilon - \varepsilon' - \frac{P}{E} = 2\frac{1-\beta}{1+\sigma}\xi,$$

откуда можно определить $(1-\beta)\xi$. Значения этой величины приводятся в нижеследующей таблице.

| Нагрузка в *кг/см²* | $r_e$ | $\Delta$ | $(1-\beta)\xi$ | $\xi = \frac{r_e \Delta}{r_e + \Delta}$ | $\beta$ |
|---|---|---|---|---|---|
| | в единицах $\frac{\Delta l}{l} \cdot 10^6$ | | | | |
| 50 | 67 | 15 | 11 | 12 | 0,095 |
| 100 | 134 | 50 | 33 | 36 | 0,08 |
| 150 | 200 | 100 | 62 | 66 | 0,06 |
| 200 | 266 | 187,5 | 112 | 110 | —0,01 |

Мы видим, что, если применить приближенную формулу $\xi = \frac{r_e \Delta}{r_e + \Delta}$, то коэффициент упруго-пластической блокировки получается очень малым, оставаясь всегда ниже 0,10. В последующих вычислениях для бетона в целях упрощения он принимается равным нулю.

Определим теперь величину обратимых упругих деформаций при $\beta = 0$, т. е. $r_v = r_e + \xi$, и сравним ее с упругой обратимой деформацией, измеренной при разгрузке. Это сравнение приводится в таблице.

| Нагрузка в *кг/см²* | $r_v$ вычисленное | $r_v$ измеренное | $\frac{r_v \text{ измеренное}}{r_v \text{ вычисленное}}$ |
|---|---|---|---|
| 50 | 78 | 79 | 1,01 |
| 100 | 167 | 170 | 1,02 |
| 150 | 262 | 266 | 1,015 |
| 200 | 380 | 378 | 0,996 |

Получается почти полное совпадение. Таким образом, обратимая деформация бетона, называемая обычно (неправильно) упругой деформацией при сжатии, выражается величиной

$$e_v = \frac{P}{E}\left(1 + \frac{d(1+\sigma)}{d(1+\sigma) + \frac{P}{E}}\right),$$

где $d$ — полная пластическая деформация.

Эту величину можно выразить также и в функции остаточной деформации $d_0 = d - e_v + e$. Мы приходим тогда к выражению второй степени. Существенным результатом наших последних выкладок является установление связи между кривой обратимых деформаций и обобщенными понятиями теорий упругости и пластичности.

### Упругое последействие

Введя понятия остаточной энергии $\frac{\xi^2}{2}$ и полной энергии $\frac{\eta^2}{2}$ деформации, мы смогли изучить поведение упругой среды за пределом, соответствующим появлению внутри ее первых сдвигов. Это понятие *упругого последействия* было получено на основе формоизменения $r_e$, которому на диаграмме Мора отвечает увеличение диаметра круга. Остается фиксировать положение центра этого круга, которое, вероятно, не остается неизменным и в свою очередь зависит от величины пластических формоизменений.

Напомним, что $\delta_1$, $\delta_2$, $\delta_3$ — главные пластические деформации и что наибольшее пластическое формоизменение определяется полуразностью $\Delta = \frac{\delta_1 - \delta_3}{2}$.

Отметим положения крайних точек круга Мора их абсциссами $h_1$ и $h_3$, ведя отсчет их от начала координат и учитывая, что до пластического формоизменения эти абсциссы равны $e_1$ и $e_3$:

$$h_1 = e_1 + \xi \frac{\delta_1}{\Delta};$$

$$h_3 = e_3 + \xi \frac{\delta_3}{\Delta}.$$

Мы видим, что распределение остаточного формоизменения $\xi$ по осям пропорционально величине соответствующих пластических деформаций $\delta$. Это соотношение, сверх того, совместимо с законом Леви—Мизеса, в чем можно убедиться, переписав значение $h_1$ следующим образом:

$$h_1 = e_1 + \xi_{12} \frac{\delta_1}{\Delta_{12}} = e_1 + \xi_{13} \frac{\delta_1}{\Delta_{13}}.$$

Мы найдем тогда

$$\eta = \frac{h_1 - h_3}{2} = r_e + \xi;$$

$$h = \frac{h_1 + h_3}{2} = h_e + \xi \frac{\delta_1 + \delta_3}{\delta_1 - \delta_3}.$$

Без формоизменения исключается, как можно заметить, и пластическое уплотнение. Гидростатическое давление любой ве-

личины не может вызвать пластическую деформацию. Это было подтверждено испытаниями бетона при давлениях до 1750 *кг/см²*.

Заметим теперь, что $\delta_1 + \delta_3 = \bar{\Delta}$ представляет собой линейную функцию от $\delta_1 - \delta_3 = \Delta$, т. е., что $\bar{\Delta} = a\Delta$, где $a$ зависит лишь от отношения $\xi/r_e$.

Тогда два предыдущих соотношения примут вид

$$\eta = r_e\left(1 + \frac{\xi}{r_e}\right);$$

$$h = h_e + ar_e\left(\frac{\xi}{r_e}\right).$$

Положим на мгновенье, что $h_0$ — произвольная величина и что $H = h_0 + h$. Тогда

$$\eta = \frac{(h + h_0)\left(1 + \frac{\xi}{r_e}\right)}{\frac{h_e + h_0}{r_e} + a\frac{\xi}{r_e}}.$$

Если $\frac{\xi}{r_e}$ — постоянная, то $\eta$ будет линейной функцией $(h + h_0)$ при условии, если $\frac{r_e}{h_e + h_0}$ также постоянная, т. е. если $r_e$ — линейная функция $h_e + h_0$. Выше мы показали, что линейность соотношения между пластическими формоизменениями и уплотнениями должна сохранять силу на пределе упругости, т. е. для отношения $\frac{\xi}{r_e} = 0$.

Мы предполагаем, что подобное положение сохраняется и для всякого иного значения $\frac{\xi}{r_e}$.

Рассмотрим теперь случай простого сжатия:

$$\delta_2 = \delta_3; \quad e_2 = e_3 = -\sigma e_1.$$

Тождество

$$a = \frac{\delta_1 + \delta_2}{\delta_1 - \delta_2}$$

приводит к зависимости

$$\delta_3 = -\delta_1 \frac{1 - a}{1 + a}.$$

Пусть $\Sigma$ — пластический коэффициент Пуассона:

$$\sum = -\frac{\delta_3}{\delta_1}, \quad \sum = \frac{1 - a}{1 + a},$$

и тогда

$$a = \frac{1 - \Sigma}{1 + \Sigma}.$$

Деформация твердых тел может быть представлена (рис. 65) пучком прямых, сходящихся в точке $U$ — оси абсцисс, со значением абсциссы $x=h_0$, причем каждая из этих прямых характеризуется определенным и постоянным значением величины $\mu=\frac{\xi}{r_e}$, т. е. $\frac{\Delta}{r_e}=\text{const}$. Эти прямые называются *изопластиками*. Прямая $\frac{\Delta}{r_e}=\varepsilon$, где $\varepsilon$ — величина, стремящаяся к нулю, представляет практический предел упругой области. Область, расположенная за этим пределом, представляет упругое последействие.

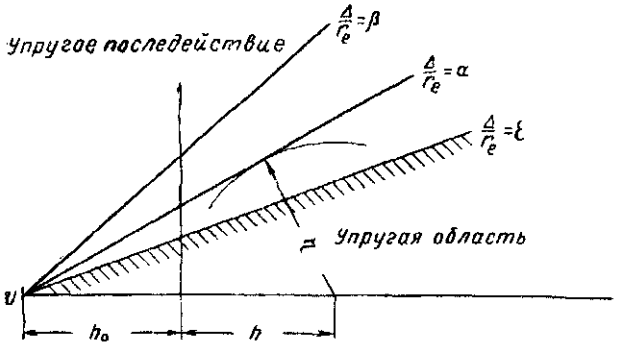


Рис. 65

Точка прямой изопластики, для которой $r_e=0$, представляет собой вместе с тем и точку ее пересечения с осью абсцисс. В этой точке $\Delta=0$ и материал подвергается трехосному равномерному или гидростатическому растяжению, влекущему за собой разрыв. Для напряженного состояния подобного типа возможна лишь единственная система загрузки, способная вызвать разрушение. Все прямые изопластики для всех значений $\frac{\Delta}{r_e}$ должны пройти через эту точку, чем и объясняется сходимость пучка в точке $U$ (рис. 65).

Заметим также, что при стремлении $\frac{\Delta}{r_e}$ к бесконечности переменная пластическая деформация $\frac{\xi}{r_e}$ стремится асимптотически к единице. Это значит, что интервал между прямыми $\left(\frac{\Delta}{r_e}\right)_n-\left(\frac{\Delta}{r_e}\right)_{n-1}=\text{const}$ уменьшается и стремится к нулю при неограниченном возрастании $\frac{\Delta}{r_e}$.

Если исходить из классической теории, то направление сдвига определится по кругу Мора, касательному к прямой

изопластике, путем соединения этой точки касания $i$ с лежащей влево от $h_e$ точкой $e_3$ пересечения окружности с осью абсцисс (рис. 66).

Угол $\varphi$, образуемый этой прямой с осью абсцисс, определяет направление сдвига. Если угол, образуемый с осью абсцисс соответствующей изопластикой, равен $\alpha$, то $\varphi = \frac{\alpha}{2} + \frac{\pi}{4}$. Когда пластическое формоизменение $\Delta$ изменяется вместе с $r_e$ в процессе загружения, то этот угол сохраняет постоянное значение лишь при постоянстве отношения $\frac{r_e}{h_e + h_0}$. Это — случай редкой исключительности. Он возможен лишь при условии $\frac{\Delta}{r_e} = \text{const}$, т. е. при выполнении линейного закона пластичности.

Во всех остальных случаях плоскость сдвига, если исходить из вышеприведенных представлений, раз возникнув, не могла бы сохранять своего положения неизменным. Между тем на деле, как показывает опыт, она сохраняет неизменную ориентацию, пока полная деформация остается в ограниченных пределах. (Когда деформация становится конечной, плоскость сдвига сохраняется, лишь слегка изменяется ее угол наклона). При исследовании бетона отмечается, что направление сдвига, определяемое ориентацией плоскости разрушения, не зависит от поперечного давления в условиях стесненного сжатия («в обойме») и в пределах точности измерений. Направление плоскости скольжения относительно главных деформаций является, таким образом, по-видимому, специфической характеристикой материала.

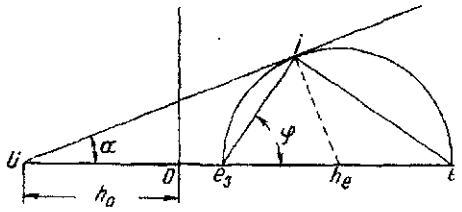

Рис. 66

В общей теории деформации пластических сред предполагают, что деформации сохраняют непрерывность благодаря наличию двух ортогональных сдвигов в направлениях $ie_3$ и $ie_1$, т. е. $\varphi$ и $\frac{\pi}{2} - \varphi$. Между тем в большинстве случаев, когда этот процесс принимает доступный непосредственному наблюдению характер в виде поверхностей или плоскостей сдвига, обнаруживается лишь одно семейство таких поверхностей, именно то, которое соответствует углу $\varphi$, но не ортогональных к нему поверхностей $\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)$. (В системе однородного напряженного состояния иногда замечаются симметричные, не парал-

лельные плоскости, образующие с главным направлением наибольших деформаций один и тот же угол $\frac{\pi}{2} - \varphi$; это обстоятельство, возможно, и дало повод к такому предположению.) Появление единственного направления скольжения ограничивает сплошную деформацию. Сплошной сдвиг в неизменном направлении вносит изменение в распределение пластических деформаций и в построение круга Мора.

Предположим сначала, что сдвиг происходит свободно (рис. 67), причем его направление составляет с осью абсцисс угол $\varphi$. Вектор $uv$, определяющий этот сдвиг относительно плоскости

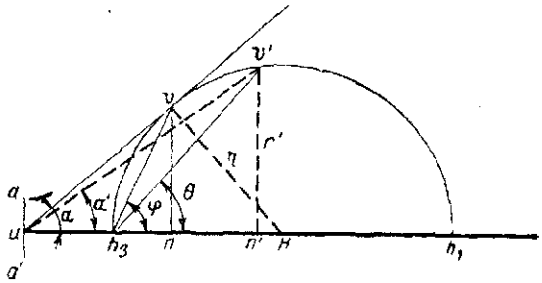


Рис. 67

$aa'$, определяет вместе с тем деформацию $un$, нормальную к этой плоскости, и сдвиг $uv = r$. Отсюда находим $\frac{r}{n} = \operatorname{tg}\alpha$.

Если сечение сдвига определяется углом $\theta$, то направление сдвига будет найдено из отношения

$$\frac{r'}{n'} = \frac{\frac{\eta}{H}\sin 2\theta}{1 + \frac{\eta}{H}\cos 2\theta} = \operatorname{tg}\alpha'.$$

Если мы хотим, чтобы условия сдвига на предписанной плоскости сохраняли бы свою силу и для свободного сдвига, то центр круга на рис. 67 следует переместить на величину $\delta H$ к точке $uv'$ таким образом, чтобы $uv$ совместилась с $u$. Это перемещение можно вычислить, положив в выражении для $\operatorname{tg}\alpha'$ $\alpha = \alpha'$ и заменив $H$ через $H - \overline{\delta} H$. Мы найдем, таким образом [1]:

$$\overline{\delta} H = H - \eta\,\frac{\sin 2\theta\cos\alpha - \cos 2\theta\sin\alpha}{\sin\alpha}.$$

[1] Через $\overline{\delta}$ здесь обозначается вариация в отличие от $\delta$, которым мы пользовались раньше для обозначения пластической деформации.

Изопластика угла $\alpha$ преобразуется при этом в изопластику большего угла:

$$\sin\alpha' = \frac{\sin\alpha}{\sin(2\theta-\alpha)}.$$

Вычислим теперь абсциссу точки $H_3 = h_3 + h_0$. Она получается равной

$$H_3' = H - \eta - \bar{\delta}H,$$

т. е.

$$H_3' = \eta\,\frac{\sin(2\theta-\alpha)-\sin\alpha}{\sin\alpha}$$

— значение, обращающееся в нуль при $\alpha = \theta$.

Это значит, что, когда уклон изопластики сравнивается с уклоном плоскости сдвига, круг Мора проходит через точку $u$ и связность исчезает: происходит разрушение. Такое разрушение является результатом нарушения связности, являющегося в свою очередь следствием сдвига.

Этот вывод совпадает с высказанной Валлеттом мыслью о том, что всякое, какое бы то ни было разрушение не может быть не чем иным, как только нарушением связности, т. е. взаимным удалением составляющих вещество частиц на расстояние, превышающее предел их взаимного притяжения [1].

Остановимся теперь на одном интересном частном случае, а именно на кручении цилиндра. Одновременно с появлением плоскостей скольжения здесь имеет место и продольное удлинение $\bar{\delta}H$. Поскольку $H = h_0 + h_e + \xi\frac{\delta_1+\delta_3}{\delta_1-\delta_3}$, постольку абсолютная величина $|\delta_1+\delta_3|$ до возникновения сплошного сдвига равна нулю, а $\bar{\delta}H$ есть отрицательная величина, постольку мы должны заключить, что в развитии сдвига величина $\delta_1+\delta_3$ должна принимать отрицательное значение. Это значит, что в осевом направлении цилиндр должен будет испытывать удлинение. Такое именно явление и наблюдалось в испытаниях на металлических брусьях.

Рассмотренный пример показывает, что с развитием сплошного пластического сдвига отношение $a = \frac{\delta_1+\delta_3}{\delta_1-\delta_3}$ уменьшается, а поскольку $\Sigma = \frac{1-a}{1+a}$, пластический коэффициент Пуассона возрастает. Закон изменения пластического коэффициента Пуассона в связи со сдвитом имеет следующий вид:

$$\Sigma = \frac{2\Sigma_0 + q(1+\Sigma_0)}{2 - q(1-\Sigma_0)},$$

[1] Признаюсь, что я еще не понял хода рассуждений автора, но здесь важен результат.



где $\Sigma_0$ — пластический коэффициент Пуассона без сдвига, а

$$q = \frac{1+\frac{\xi}{r_e}}{\frac{\xi}{r_e}}\left(\frac{1-\sin(2\theta-\alpha)}{\sin\alpha}\right).$$

Рассмотрим случай, когда $\Sigma_0 = 0$:

$$\Sigma = \frac{q}{2-q}.$$

Разрушение происходит, когда $\alpha = \theta$, а $\frac{\xi}{r_e}$ стремится к единице, при этом

$$q = 2\left(\frac{1-\sin\theta}{\sin\theta}\right); \qquad \Sigma = \frac{1-\sin\theta}{2\sin\theta-1}.$$

Положим, что мы имеем дело с пластичным металлом, в котором теоретически деформирование происходит при постоянном объеме. В таком случае мы должны иметь $\Sigma = \frac{1}{2}$ и из предыдущего соотношения получить $\sin\theta = 0{,}75$, откуда $\theta = 47{,}5°$; полученное значение хорошо согласуется с направлением сдвига, измеряемым вообще с точностью до 1—2°. Соответствие теоретического предположения и опыта говорит как будто бы о том, что существование пластического коэффициента Пуассона связано с развитием и наличием в материале сплошного сдвига.

Этот коэффициент $\Sigma$ равен нулю, пока сдвиг еще не обнаружился, что эквивалентно равенству $\Sigma_0 = 0$, и он возрастает, стремясь к максимальному значению $\Sigma = \frac{1}{2}$, следуя закону

$$\Sigma = \frac{1-\sin(2\theta-\alpha)}{\sin\alpha + \sin(2\theta-\alpha) - 1}.$$

При известном угле $\theta$ каждой изопластике $\alpha$ можно приписать не только характеристическую величину $\frac{\Delta}{r_e}$, но также и такое значение $\Sigma$ коэффициента Пуассона, начиная с которого, можно вводить поправку по формуле

$$\sin\alpha' = \frac{\sin\alpha}{\sin(2\theta-\alpha)}.$$

Таким образом, для каждого значения $\frac{\Delta}{r_e}$ существуют две сопряженные изопластики. Изопластике первого рода отвечает значение $\Sigma = 0$. Изопластика второго рода соответствует некоторому постоянному значению $\Sigma$, зависящему от величин $\theta$ и $\alpha$,

наклон же ее $\alpha'$ определяется из предыдущего соотношения; $\alpha'$ принимает значение $\frac{\pi}{2}$, когда наступает разрушение.

В отношении бетона, для которого коэффициент $\Sigma$ принимается равным нулю при нагрузках, меньших половины разрушающей, нам остается выяснить, сохраняет ли он это нулевое значение и с превышением этого предела нагрузки. Мне думается, что не сохраняет, однако результаты испытаний, которыми я располагаю, недостаточны для того, чтобы это можно было утверждать. Как бы то ни было, на самой системе графического представления с помощью изопластик первого рода решение этого вопроса совершенно не отражается: в том и другом случае эта система позволяет установить упруго-пластичный режим материала в направлении действия наибольшей приложенной силы.

Перейдем теперь к случаю, когда коэффициент $\Sigma$ не равен нулю, а изменяется по указанной формуле. Приняв $\theta = 60°$ — среднее значение угла сдвига для бетона, найдем

$$\Sigma' = \frac{1 - \sin\theta}{2\sin\theta - 1} = 0{,}184.$$

Такая величина пластического коэффициента Пуассона сравнительно мала. Расчет, выполненный на основании измерения продольных деформаций на загруженном образце, показывает, что для половины разрушающей нагрузки угол $\alpha$ изопластики получается меньшим 30°, при каковых условиях сдвиг исключается, в связи с чем пластический коэффициент Пуассона действительно должен быть признан равным нулю.

Таким образом, упруго-пластическое поведение твердого тела может быть характеризовано следующими существенными элементами: изопластикой предела упругости; направлением плоскости скольжения $\theta$; величиной $h_0$; отношением, связывающим $\frac{\Delta}{r_e}$ с $\sin\alpha$ и приводящим к соответствующему значению пластического коэффициента Пуассона; изопластикой начала сдвига, для которой $\alpha = 2\theta - \frac{\pi}{2}$ и ниже которой $\Sigma = 0$.

## Потеря связности и разрушение

Излагая теорию растяжения, мы высказали мысль, что разрушение реализуется в действительности лишь при том условии, если в материале имеется некоторое, необходимое для этой цели, минимальное на единицу поверхности или объема количество энергии.

Здесь имеется в виду энергия разъединения частиц, способная возбудить их движение, но нуждающаяся во введении дополнительной силы для того, чтобы это движение получило

ускорение. Такая сила не может быть чисто молекулярного происхождения, поскольку на бесконечно малых перемещениях подобные силы обращаются в нуль. Такой силой может быть лишь внешняя, т. е. создающая напряжения в обычном смысле сопротивления материалов. Так как возникновение трещин связано с превышением предельного удлинения, то распространение этих трещин до разрушения может происходить лишь при наличии силы, приложенной в направлении развивающегося движения.

Вернемся для примера к случаю растяжения. Нормально к направлению трещин (вызванных удлинением, превосходящим определенную величину) действует система растягивающих напряжений, равнодействующая которых от этого, однако, не уменьшается. Эта сила размыкает края трещин и способствует их раскрытию и распространению.

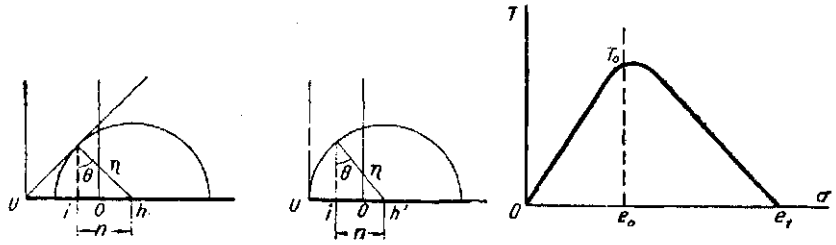


Рис. 68 Рис. 69 Рис. 70

В случае сжатия («в обойме») с положительной (или нулевой) поперечной затяжкой (обжатием) никакой силы, которая разъединяла бы края трещин, раскрытых в направлении, перпендикулярном наибольшему удлинению, не существует, и трещины могут распространяться лишь в результате возрастания удлинения, сопровождающего увеличение наибольшего сжатия.

Напомним, что условие разрушения при сдвиге (рис. 68) выражается в первой системе изопластик равенством $\frac{n}{\eta} = \sin\theta$. После преобразования во вторую систему (рис. 69) это условие можно сохранить, но, учитывая способность бетона к растяжению, надо принять при этом, что величина растяжения $oi = d$ не может превзойти некоторого значения. Это выражается соотношением $\sin\theta - h' = d_0$, где $d_0$ — наибольшее упругое удлинение, а $\frac{d_0^2 E}{2}$ представляет собой наибольшую энергию разрушения при растяжении.

Если диаграмма разрушения бетона при сжатии на жесткой машине изображается кривой (рис. 70), как на то указывает, по-видимому, и опытная запись (рис. 54), то энергия, необходимая для того, чтобы вызвать разрушение при растяжении дей-

ствием веса (бесконечно податливая машина), близка к $\frac{T_0 e_0}{2}$, и тогда энергия, необходимая для того, чтобы произвести полное отделение материала, которую мы имеем здесь в виду, должна оказаться еще большей. Она близка к $\frac{T_0 e_1}{2}$.

Таким образом, интересующая нас величина $d_0$ превышает $e_0$ и приближается к $e_1$. Мы вернемся к ней в дальнейшем.

В связи с этим выясняется, что $h_0$ перестает быть постоянной величиной, она уменьшается с того момента как $\eta \sin\theta - h'$ превышает $e_0$, т. е. с момента возникновения трещин растяжения. Но этот процесс зависит от уплотнения $h$. Он может прекращаться при $h$ большом и принимать конечное значение при $h$ малом. Сверх некоторого значения $h_i$ условием разрушения

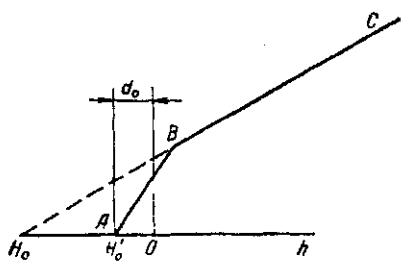


Рис. 71

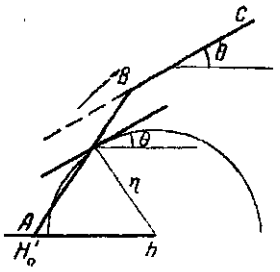


Рис. 72

продолжает оставаться равенство $\eta = (h + H_0)\sin\theta$. Ниже этого значения оно выражается отношением $d_0 = \eta \sin\theta - h'$. Заменяя $h'$ ее значением

$$h' = \eta\left(1 - \frac{1}{\sin\theta}\right) + h$$

(после возникновения сдвига), получим

$$\eta = \frac{(h + d_0)\sin\theta}{1 + \sin^2\theta - \sin\theta},$$

чему соответствует $H_0' = d_0$.

Это второе отношение — также линейное. Таким образом, изопластика разрушения составляется из двух прямых (рис. 71): $AB$ и $BC$, из которых первая наклонена больше, чем вторая. Но прямая $AB$ не является уже больше огибающей кругов Мора (рис. 72). Она пересекает в каждой точке круг Мора, касательная к которому в этой точке параллельна недеформированной изопластике, образующей с осью абсцисс угол $\theta$.

Упруго-пластическое преобразование твердого тела из его начального состояния, еще свободного от трещин, в состояние разрушения для определенного типа загружения отображается

графически параллельным переносом пучка изопластик (рис. 73), при котором его вершина из положения $H_0$ переходит в положение $h_0$, промежуточное между $H_0$ и $H_0'$. Этот переход не происходит резко в момент разрушения, но совершается вероятно плавно в стадии трещинообразования.

Начало его приходится на тот момент, когда удлинение $(n-h')$, представленное графически на рис. 74, достигает величины $e_0$. При этом используется зависимость, выражающая значение $h+H_0$ в системе нормальной изопластики:

$$h+H_0=\frac{h_0-e_0}{(1-\sin\alpha)\sin(2\theta-\alpha)}$$

и преобразуемая при $\alpha<2\theta-\frac{\pi}{2}$ путем подстановки $\sin(2\theta-\alpha)=1$.

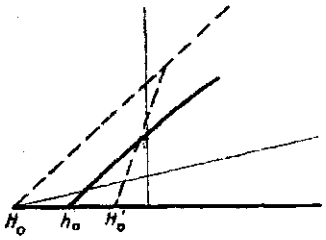


Рис. 73

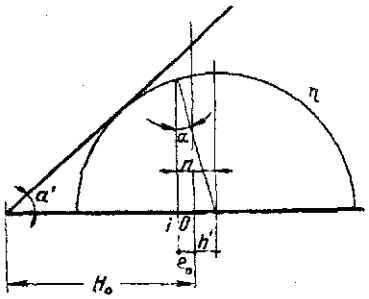


Рис. 74

Если в этом выражении, указывающем начало трещинообразования, заменить $\sin\alpha$ его значением $\sin\alpha=\frac{\eta}{h+H_0}$, то можно получить прямое соотношение между $\eta$ и $h$.

Для бетона, в котором трещинообразование начинается раньше сдвига, это условие принимает вид $h-\eta=e_0$ или $r_e-h_e=e_3=e_0$. Трещинообразование начинается одновременно с тем, когда поперечное упругое расширение достигает величины предельного удлинения при растяжении.

Различные условия упруго-пластического деформирования и разрушения сформулированы здесь в функции самих деформаций и их выражений через $\eta$ и $h$, т. е. через параметры внутренней потенциальной энергии. Последнюю можно, однако, представить и через напряжения.

Для этого потребуется определить характеристику $\rho$, фиксирующую положение промежуточного напряжения.

Обратимся к случаю сжатия $T_1$ с поперечным обжатием $T_2=T_3$. Основные соотношения при этом принимают вид

$$\eta = \frac{a}{2E}(T_1 - T_3);$$

$$h = \frac{1}{2E}(bT_1 + cT_3),$$

причем входящие сюда коэффициенты имеют следующие значения:

$$a = (1 + \mu)(1 + \sigma);$$

$$b = (1 - \sigma) + \mu(1 + \sigma);$$

$$c = 2(1 - a) + b; \ \mu = \frac{\xi}{r_e}.$$

Разрушение, возникающее без предварительной потери связности, выразится условием

$$\eta = (h + H_0)\sin\theta,$$

или иначе

$$a(T_1 - T_3) = (bT_1 + cT_3 + 2EH_0)\sin\theta,$$

а также

$$T_1 = \frac{2EH_0\sin\theta}{a - b\sin\theta} + T_3\frac{a + c\sin\theta}{a - b\sin\theta},$$

где $\theta$ — угол разрушения.

Разрушение с предварительной потерей связности определяется условием

$$\eta = \frac{(h + d_0)\sin\theta}{1 + \sin^2\theta - \sin\theta}$$

или

$$T_1 = \frac{2Ed_0q}{a - qb} + T_3\frac{a + qc}{a - qb},$$

где

$$q = \frac{\sin\theta}{(1 + \sin^2\theta - \sin\theta) - b\sin\theta}.$$

Условие трещинообразования принимает вид $r_e - h_e = e_0$ при $\mu = 0$ (без пластической деформации);

$$T_1 = \frac{e_0E}{\sigma} + T_3\frac{(1 - \sigma)}{\sigma}.$$

Мы замечаем, что все эти соотношения линейны. Наилучшим доказательством в подтверждение изложенной выше теории будет то, что и эксперимент дает для этих зависимостей также линейные соотношения. Используем для этой цели результаты американских испытаний 1949 г., поскольку они дают по этим вопросам самые подробные сведения вплоть до пока-

зателей, полученных в опытах с бетоном при высоких давлениях[1].

Эмпирическая кривая этих испытаний $T_1 = f(T_3)$ воспроизведена на рис. 75. Мы находим здесь обе секущие прямые

$$T_1 = 900 + 2{,}7T_3;$$

$$T_1 = 252 + 5{,}75T_3.$$

Вычисление соответствующих параметров, полученных из ранее установленных выражений, дает $a = 2{,}10$; $b = 1{,}77$; $c = 0{,}42$; $\mu = 0{,}8$; $\alpha = 61°$; $\sigma = 0{,}164 \frac{d_0}{h_0} = 0{,}170$, $EH_0 = 350$ *кг/см²*; $Ed_0 = 37{,}5$ *кг/см²*.

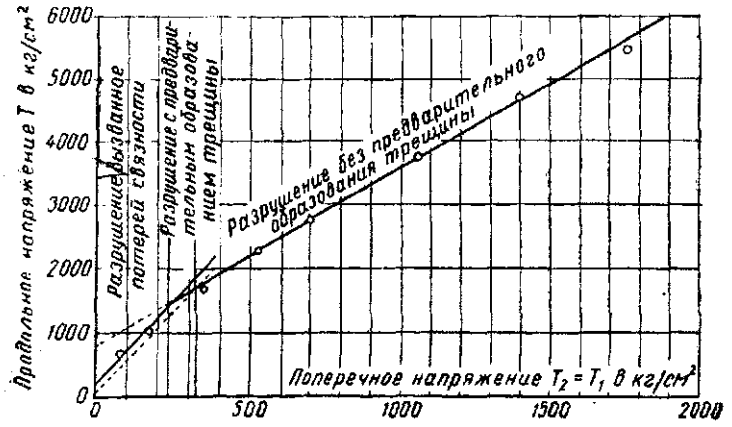


Рис. 75. Испытания на сжатие с поперечным обжатием

Для угла разрушения опыт дает значения, колеблющиеся в интервале 58—62°, значение же отношения $\mu$, вычисленное из приведенных выше данных, находится в пределах 0,82—0,73 для всех испытаний до предпоследнего. Последнее испытание, проведенное с поперечным обжатием в 1 760 *кг/см²*, дает значение $\mu = 0{,}65$. Мы замечаем при этом, что оно оказывается лежащим несколько ниже изопластики, построенной для $\mu = 0{,}80$.

Испытание на растяжение дало для этого бетона значение

[1] G. G. Balner, Shearing strength of concrete under high triaxial stress. (Прочность бетона на скалывание в условиях трехосного напряженного состояния при высоких напряжениях, Отчет SP25 Мелиоративного бюро США, Денвер, октябрь 1949). См. также Chambaud, La résistance du béton aux contraintes triaxiales (Прочность бетона в трехосном напряженном состоянии) Annales/TBTP, 1951, февраль. В этой статье приводятся итоги указанных испытаний.

предела прочности 25 *кг/см*². Оно позволяет нам построить кривую трещинообразования

$$T_1 = 153 + 5{,}1\,T_3.$$

Эта кривая нанесена на рис. 75, и мы видим, что она почти параллельна кривой разрушения вследствие утраты связности и сдвига. Наконец, отношение между нагрузкой трещинообразования при сжатии и разрушающей нагрузкой определится величиной $\frac{153}{252} = 0{,}61$, т. е. значением, которое часто приходится отмечать при первых потрескиваниях, сигнализирующих о начале трещинообразования.

Мы различаем на графике рис. 75 три типа разрушения: без предварительного трещинообразования; с предварительным образованием трещин; с предварительным трещинообразованием, приводящим к уничтожению связности.

Я должен теперь извиниться перед читателем за некоторую утомительность и сухость этого изложения. Законы природы не отличаются простотой, и выявление их требует немалого труда. Эта теория — не построение отвлеченного ума. Она рождена на почве опыта и следует ему шаг за шагом. Она была разработана и усовершенствована путем анализа результатов испытаний на бетоне и других материалах, к тому же порой ощупью и не без колебаний. Я же, как мне думается, лишь выразил ее здесь в логически организованной форме, сжав ее эмпирическое содержание до возможного минимума.

Остается еще, разумеется, провести немало проверок; пригодный для использования опытный материал попадается редко и часто в неполном виде. Не всегда, например, измерялось поперечное расширение образца; модуль упругости и коэффициент Пуассона оставались в большинстве случаев неизвестными и т. п. При всех этих условиях результаты, к которым я здесь пришел, потребовали у меня многих лет размышлений и работы. Всех, кто будет критиковать мою работу, я прошу подойти к этому снисходительно.

Отмечаю кстати, что понятие полной упругой деформации может озадачить тех, которые хотят видеть в упругой деформации лишь обратимую деформацию; термин «остаточная упругая деформация», который можно заменить также «внутренней потенциальной деформацией», представляет собой лишь перевод на более простой язык понятия энергии, блокированной пластическими связями. Этот термин имеет ценность лишь удобного обобщающего описания-образа.

Всю эту теорию можно было бы изложить и на основе энергетических принципов, но ход рассуждений получился бы при этом более абстрактным и менее доступным. Деформация представляет собой обычное и знакомое механическое понятие, поддающееся выражению в измеримых величинах. По этим соображениям я и избрал именно этот способ изложения.

## Зона растяжения — сжатия

В применениях к железобетону указанными критериями приходится пользоваться чаще всего в области напряжений, занимающих промежуточное место между растяжением и сжатием. Сюда относятся случаи воздействия скалывающей силы, кручения и т. п.

Рассмотрим случай, когда промежуточное напряжение $T_2$ равно нулю. Формулы преобразования при этом принимают вид:

$$r_e = \frac{1+\sigma}{2E}(T_1 - T_3); \quad R = r_e \frac{E}{1+\sigma};$$

$$h_e = \frac{1-\sigma}{2E}(T_1 + T_3); \quad H = h_e \frac{E}{1+\sigma}; \quad \eta = \frac{1+\sigma}{2E}(T_1 - T_3)(1+\mu);$$

$$h = \frac{1-\sigma}{2E}(T_1 + T_3) + \mu \frac{1+\sigma}{2E}(T_1 - T_3).$$

Возможными при этом являются два условия разрушения:

*а) разрушение вследствие сдвига и уничтожения связности*

$$\eta = \frac{(h + d_0)\sin\theta}{1 + \sin^2\theta - \sin\theta} = q(h + d_0),$$

которое дает линейную зависимость между $T_1$ и $T_3$ с двумя крайними решениями:

для $T_3 = 0$

$$T_1 = \frac{2qd_0E}{(1+q)\sigma - (1-q)(1+\mu+\mu\sigma)},$$

причем если $q \approx 1$, $\theta \approx 60°$, то

$$T_1 = \frac{d_0E}{\sigma};$$

для $T_1 = 0$

$$T_3 = -\frac{2qd_0E}{(1+q)(\mu+\sigma+\mu\sigma) - (1-q)},$$

причем если $q$ близко к 1, то

$$T_3 = -\frac{d_0E}{\sigma+\mu+\sigma\mu};$$

*б) разрушение путем отрыва.*

Это разрушение определяется простым энергетическим соотношением

$$h_3T_3 = \text{const} = \frac{R_t^2}{E},$$

где $h_3$ — деформация в направлении растяжения; с другой стороны, при обращении пластической поперечной деформации в нуль

$$Eh_3 = -\sigma T_1 + T_3.$$

Это приводит к соотношению

$$R_t^2 = -\sigma T_1 T_3 + T_3^2.$$

В том случае, когда имеется поперечная пластическая деформация, соотношение получается значительно более сложным, поскольку в нем должны учитываться и самая форма кривой пластической деформации и возможное влияние трещинообразования. Одну точку такой кривой легко определить, именно ту точку, которая соответствует прочности на сжатие при скольжении. Мы найдем тогда

$$h_3 = \frac{h}{\sin\theta} - h,$$

а это позволит нам составить уравнение для $T_3$. Но в дальнейшем мы увидим, что поперечная пластическая деформация, повидимому, не оказывает эффективного влияния, поскольку в

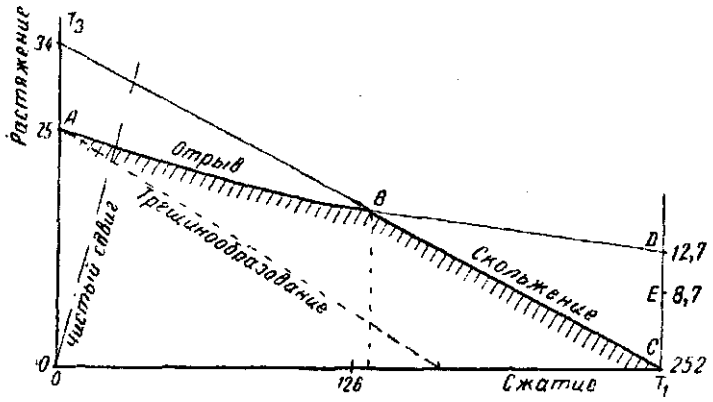


Рис. 76. Область растяжения — сжатия

тех пределах, где она проявляется, разрушение происходит, как общее правило, в результате сдвига. Вернемся в этой связи к рассмотренному выше примеру с бетоном.

Разрушение вследствие сдвига представлено прямой, соединяющей точки ($T_1=0$, $T_3=34$ *кг*) и ($T_1=252$ *кг*, $T_3=0$). Разрушение вследствие уничтожения связности представлено кривой второго порядка, соединяющей точки ($T_1=0$, $T_3=25$ *кг*), ($T_1=126$ *кг*, $T_3=16{,}7$ *кг*), ($T_1=252$ *кг*, $T_3=12{,}7$ *кг*) в случае, если поперечная пластическая деформация отсутствует.

В случае, если $\mu=0{,}8$ и имеется пластическая деформация, $T_1=252$ *кг*, $T_3=8{,}7$ *кг*. Рис. 76 дает графическое представление этого случая.

Область прочности бетона определяется линией *ABC*. Так как точка пересечения обеих кривых располагается близ $T_1=\frac{R_c}{2}$,

то представляется мало вероятным, чтобы пластическая деформация возникла для абсциссы, меньшей, чем для точки $B$, в силу чего отпадает необходимость и учитывать ее. Теоретическая точка разрушения вследствие сдвига для $T_1 = 252$ *кг* должна расположиться между $C$ и $D$ с ординатой 8,7 *кг*. Соединяя ее с какой-либо точкой кривой $AB$, расположенной выше $T = \frac{T_1}{2}$, мы не изменим предельной кривой. Между $A$ и $B$ разрушение происходит отрывом; между $B$ и $C$ выявляется плоскость скольжения.

Эти опытные данные не противоречат ни тем теориям, согласно которым $ABC$ — прямая, ни тем, которые предполагают, что через $ABC$ проходит дуга эллипса. Порядок величины погрешности остается одним и тем же.

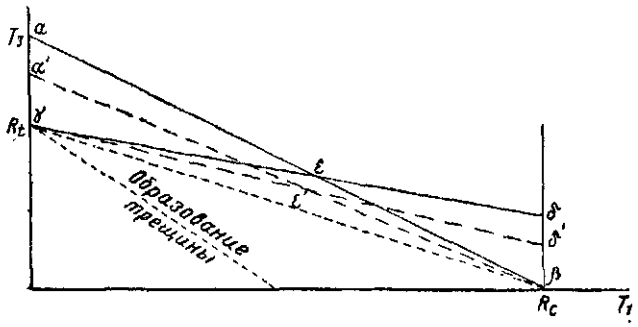


Рис. 77

Но взглянем на задачу с более практической точки зрения инженера, который знает лишь прочность на растяжение $R_t$ и прочность на сжатие $R_c$ (рис. 77).

Мы строим прежде всего прямую $\alpha\beta$ ($T_3 = 0$, $T_1 = R_c$) и $\left(T_3 = \frac{\sigma T_1}{\sigma + \mu + \mu\sigma}, T_1 = 0\right)$. Затем получим весьма пологую гиперболу, которую мы отождествляем с прямой $\gamma\delta$, предполагая, что $\mu = 0$, ($T_3 = R_t$, $T_1 = 0$) и $T_1 = R_c$, $T_3 = \frac{T\sigma_1 - \sqrt{(\sigma T_1)^2 + 4R_t^2}}{2}$, которая пересекает $\alpha\beta$ в $\varepsilon$. Область прочности ограничена многоугольником $\gamma\varepsilon\beta$. Рассмотрим теперь крайний случай: $\mu = 1$. Мы найдем для него

$$T_3' = \frac{\sigma T_1}{1 + 2\sigma} < T_3,$$

откуда получаем прямую $\alpha'\beta$. С другой стороны, прямая $\gamma\delta$ будет заменена прямой $\gamma\delta'$, в которой величина $T_3$, соответствующая $\delta'$, будет

$$T_3' = \frac{\left(\frac{1}{2} + \sigma\right) T_1 - \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \sigma\right)^2 T_1^2 + 4R_t^2}}{2} < T_3.$$

Всякое повышение пластичности выражается в том, что треугольник $\gamma\epsilon\beta$ преобразуется в прямую $\gamma\beta$. И тогда условие запаса прочности требует, чтобы в качестве критерия прочности была принята прямая $\gamma\beta$. Так именно и поступают на практике инженеры, которые вообще, надо сказать, руководствуются не иначе, как здравым смыслом.

В области прочности можно, далее, установить предел трещинообразования. Он соответствует условию $\eta - h = d_0$, и, как общее правило, $\mu = 0$, т. е. линейности $R_t = \sigma T_1 - T_3$. Соответствующая прямая проходит через $\gamma$, а также через точку, ордината которой равна нулю, а абсцисса $T_1 = \frac{R_t}{\sigma}$. Заметим также, что сдвиг отображается прямой $T_1 = T_3$.

Разрушение при сдвиге, как видно из рисунка, выражается отрывом без скольжения и имеет место при значении, несколько меньшем значения прочности на растяжение.

## Сыпучие (несвязные) материалы

Интересно выяснить, какое применение может найти вышеизложенная теория в исследовании свойств сыпучих, несвязных материалов.

Мы знаем, что при разрушении $h_e = 0$, т. е. $\eta = h \sin \theta$. Известно также, что в рассматриваемом случае в материале не должно быть остаточной потенциальной энергии $\xi^2$, поскольку он не обладает структурой. Отсюда следует, что $\xi = 0$, а следовательно, $\eta = r_e$, $h = h_e$. Соотношение $r_e = h_e \sin \theta$, где $\theta$ — угол разрушения, дает (см. стр. 158).

$$R = \frac{H(1 - 2\sigma)}{\frac{1 + \sigma}{\sin \theta} + \rho\sigma}; \quad \rho = \frac{T_2 - H}{R}.$$

Отсюда находим

$$\frac{R}{H} = \sin \varphi = \frac{1 - 2\sigma}{\frac{1 + \sigma}{\sin \theta} + \rho\sigma}.$$

Пусть, например, в случае, когда материалом является песок $\theta = 60°$, $\sigma = 0{,}16$,

$$\sin \varphi = \frac{0{,}68}{1{,}34 + 0{,}16\rho};$$

$$\text{для } \rho = \pm 1 \qquad \varphi = \left| \begin{array}{ll} 27^\circ & T_2 = T_1 \\ 30^\circ & T_2 = T_3. \end{array} \right.$$

Эти цифры, насколько можно судить, отражают результаты известных испытаний.

Если $\theta = 45^\circ$, $\sigma = 0{,}16$,

$$\sin\varphi = \frac{0{,}68}{1{,}65 + 0{,}16\rho};$$

$$\text{для } \rho = \pm 1 \qquad \varphi = \left| \begin{array}{l} 21^\circ \\ 24^\circ \end{array} \right..$$

Эти результаты также отвечают опыту.

## Усталость бетона. Повторная загрузка

Усталостное разрушение представляет собой явление, хорошо известное в сопротивлении материалов. Бетон подобно другим материалам обнаруживает чувствительность к повторным загружениям. Нагрузка, меньшая, чем статический предел прочности, вызывает разрушение, если она прилагается достаточно большое число раз, и превышает некоторое минимальное значение, называемое пределом выносливости. Это общеизвестно. Но что кажется менее общеизвестным, это то, что повторение загрузки ускоряет пластическое деформирование.

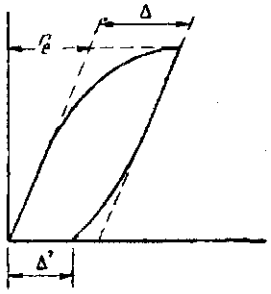

Рис. 78

Рассмотрим цикл загружения и разгрузки, представленный на графике рис. 78.

Остаточная пластическая деформация при $K = 1 - \beta$ (см. стр. 151.) равна

$$\Delta' = \Delta - K \frac{\Delta}{r_e + \Delta} r_e.$$

Хорошо известно, что $\Delta' < \Delta$, причем разность этих величин составляет

$$\Delta - \Delta' = K\xi = K \frac{r_e \Delta}{r_e + \Delta}.$$

Таким образом, остаточная пластическая деформация получается ниже того ее значения, которое достигается при наибольшем загружении, и связано это с освобождением части пластических связей под воздействием внутренних напряжений, возникающих в ходе цикла.

Такое освобождение пластических связей проявляется тем резче, чем в меньшей степени материал поддается упрочнению, т. е. чем выше коэффициент $K$. Новое загружение влечет за собой новую пластическую деформацию $\Delta - \Delta' = K\xi$, которая приводит к новому освобождению при разгрузке $K\xi' = K \frac{r_e K\xi}{r_e + K\xi}$ и т. д.

Таким образом, в процессе последовательных загружений пластическая деформация возрастает с тем большей скоростью, чем выше значение $K$. При $K=0$ вся пластическая деформация, само собой разумеется, приобретается за первый цикл.

Не будучи вправе это утверждать за отсутствием специальных для этой цели поставленных испытаний, мы имеем всеже основания предполагать, что пластическая деформация под повторной нагрузкой не может превзойти деформации, приобретенной под нагрузкой той же величины, но действующей постоянно неограниченно длительное время. Можно поэтому предполагать, что повторная нагрузка вызывает полную окончательную пластическую деформацию на много скорее, чем длительное загружение, и если бы этот факт представилось возможным доказать, то здесь открылись бы весьма интересные возможности для экспериментальной работы[1]. (Во всяком случае для научно-исследовательской работы здесь широкие перспективы.)

Сошлемся на имеющиеся в этой области известные экспериментальные результаты. Они показали, что 720 000 циклов нагрузки интенсивностью 126 *кг/см*² вызвали такую же пластическую деформацию, что и ползучесть, отмеченная под той же нагрузкой по истечении 28 дней; что 3 600 000 циклов (5 дней усталостного загружения при 500 циклах в 1 мин.) приводят к тому же результату, что и 180 дней под постоянной нагрузкой. Наконец, 10 000 000 циклов (14 дней усталостного загружения с той же частотой) вызывают деформацию, эквивалентную ползучести под постоянной нагрузкой, выдержанной в течение 550 дней.

Этих испытаний, конечно, мало для исчерпывающих выводов, и их следует воспроизвести на основе более широкого диапазона параметров, но они достаточно показательны для суждения об ускорениях, характерных для изучаемого процесса.

Усталость не только возбуждает процесс ускоренной деформации, но и вызывает разрушение, и это может быть связано

---

[1] В подтверждение этой гипотезы можно указать, что бетон, выдержав предварительное загружение в течение очень длительного срока и приобретя, следовательно, значительную часть своей пластической деформации, испытывает при повторении прежней нагрузки лишь относительно малую долю той пластической деформации, которую получит образец, не подвергшийся такой деформации под предварительным загружением.

с разнообразными причинами. Первая из них — это увеличение относительных размеров деформации, на ней мы сейчас остановимся.

Если мгновенная нагрузка вызывает пластическую деформацию величиной $\Delta_0$, то при $n$-ом повторении той же нагрузки эта деформация достигает величины $\Delta_n$, приближаясь к изопластике $\Delta/r_e$, если приложенная нагрузка приближается к изопластике разрушения. Но это явление имеет место для больших деформаций, усталостное же разрушение может произойти

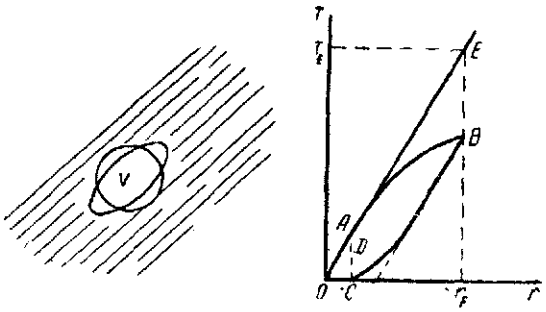


Рис. 79

под весьма малыми упругими деформациями. В бетоне, как и в других материалах, оно развивается, видимо, путем распространения трещин, образующихся из структурных или поверхностных дефектов. Обычно такие трещины направлены нормально к наибольшим удлинениям. Отсюда следует заключить, что подобные трещины носят характер отрыва и что усталостное разрушение, следовательно, является результатом нарушения связности. Как мы видели, это последнее начинается прерывным процессом образования внутренних трещин. Положим, что возникла одна из таких микротрещин. Она создает в окружающей ее области концентрацию энергии, за счет которой обеспечивается увеличение трещины до того минимального размера $s$, при котором она приобретает устойчивость под постоянной нагрузкой. В результате физико-химических процессов кристаллизации, развивающихся особенно в свежих разрывах вяжущего, трещины в бетоне стремятся вновь затянуться, как это многократно подтверждалось наблюдениями.

Между тем вызываемые усталостной нагрузкой повторные движения препятствуют естественному течению процесса кристаллизации. Кроме того, как мы уже видели, повторная нагрузка ускоряет развитие пластических деформаций, чему благоприятствует также и концентрация напряжений.

Но при отсутствии в материале заметных пластических деформаций усталостное разрушение в нем может получить и иное истолкование.

Известно, что бетон представляет собой неоднородный материал. В ограниченных изолированных областях его объема возможны крупные деформации, не затрагивающие заметно остальных областей. Положим, что $v$ (рис. 79) представляет собой одну из таких областей, окруженную практически неограниченной идеально упругой средой.

Деформация формоизменения $r$ в функции от внешнего напряжения сдвига $T$ определяется для всей среды значением $OE$. Область $v$ превышает предел упругости в ординате $A$, и реакция этого твердого объема достигает ординаты $B$ для наложенного формоизменения $r_E$.

При разгрузке в зависимости от значения коэффициента упрочнения $K$ эта реакция частично сохраняется и при $T=0$ достигает величины $CD$, определяемой проекцией остаточного формоизменения $OC=\gamma$ на $OE$. Это остаточное формоизменение затрагивает не только область $v$, но и непосредственно окружающий ее объем. Таким образом, новое загружение $T_E$ вызывает в упругой области, непосредственно окружающей область $v$, формоизменение $r_e+\gamma>r_e$. Под воздействием повторных загружений $\Delta$ увеличивается, то же самое происходит с $\gamma$ и с полным формоизменением $\eta_f=\gamma+r_e$. Полагая, что при неограниченном возрастании $\Delta$ не может превысить $r_e$, мы должны будем иметь $\eta=r_e+r_e=2r_e$. Наибольшее формоизменение, которое способна выдержать упругая область, непосредственно примыкающая к периферии пластифицированных областей, составляет, таким образом, удвоенную величину среднего упругого формоизменения. Если предположить, что разрушение происходит при этом наибольшем формоизменении после неограниченного числа циклов загружения и разгрузки и что это представляет предел усталости, то этот предел не может быть ниже наибольшего упругого формоизменения, определяющего разрушение.

Иными словами, предел усталости не может быть ниже половины статического предела разрушения, если дело касается некоторого объема твердого материала, равномерно загруженного, без градиента и без концентрации напряжений; именно это подтверждено также и опытом[1]; бетон, в частности, следует этому закону.

---

[1] Точнее этот предел должен выразиться отношением $\frac{R}{1+a}$, где $a$ — отношение $\frac{\xi}{r_e}$ к разрушению, равному 0,8 в примере, приведенном в этой главе.

Глава IV

# ДРУГИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА И ВОЗДЕЙСТВИЕ НА НИХ

## Схватывание цемента

Многие смешивают понятия «схватывание» и «твердение» бетона. Схватывание — это условно определяемый момент, когда цементное тесто снижает свою подвижность настолько, что бетонная смесь становится непригодной для укладки. Начало схватывания устанавливается обычно иглой Вика, которая при достижении цементным тестом этой пониженной подвижности теряет способность проникать в него под давлением действующей на нее нагрузки.

И схватывание, и твердение — видимые проявления гидратации цемента, отмечающие различные стадии этого процесса и измеряемые в различных целях.

Выше сказано, что момент схватывания цемента определяется иглой Вика. Были сделаны попытки установить его и другими способами. Прежде всего укажем на измерение внутреннего трения, о принципах которого говорится в главе I. Отмечено, что это трение возрастает сначала медленно, а затем (начиная с момента, довольно близко совпадающего с началом схватывания, определяемого по методу Вика) все быстрее и быстрее. Схватывание начинается с того, что отдельные зерна вяжущего образуют мало-помалу небольшие скопления, которые затем, соединяясь между собой, разрастаются в объеме и дают, таким образом, начало процессу схватывания, когда отдельные случайные связи переходят в сплошную цепь связей, пронизывающую весь объем бетона.

Представляют в связи с этим интерес и измерения скорости звука в свежем цементном тесте.

Рис. 80 дает представление о характере замеченных при этом явлений. Сначала скорость уменьшается, достигает минимума *B*, затем возрастает и принимает на короткое время сравнительно постоянное значение. Затем она внезапно начинает резко увеличиваться с точки перелома *C*, отчетливо видной на графике.

Миновав точку *D*, определяющую новый перелом, кривая

принимает пологое направление: темп возрастания скорости звука замедляется, скорость получает значения порядка величин, измеряемых в затвердевшем цементном камне. Точки $C$ и $D$ на шкале времени приобретают значения пунктов начала и конца схватывания.

Если теперь обратить внимание на абсолютное значение этих скоростей, то мы отметим, что в интервале между моментом затворения (замешивания) и началом схватывания скорость звука определяется величинами порядка 150—300 *м/сек*, т. е. величинами, лежащими значительно ниже скорости звука в воде, близкой к 1 430 *м/сек*, несмотря на то, что зерна цемента в этой стадии омываются водой. Объясняется это кажущееся несоответствие тем, что мы измеряем здесь в действительности не скорость звука, а скорость распространения энергии, способной оказывать воздействие на измерительные приборы. Эта энергия передается вначале находящимися во взвешенном состоянии частицами цемента, действующими как резонаторы. В начальном периоде (охватывающем участок кривой $AC$) твердой передаточной среды, соприкасающейся с этими зернами, еще не существует, почему скорость и получается очень малой. В дальнейшем возникают контакты между отдельными скоплениями твердых частиц, а затем начинается и затвердевание.

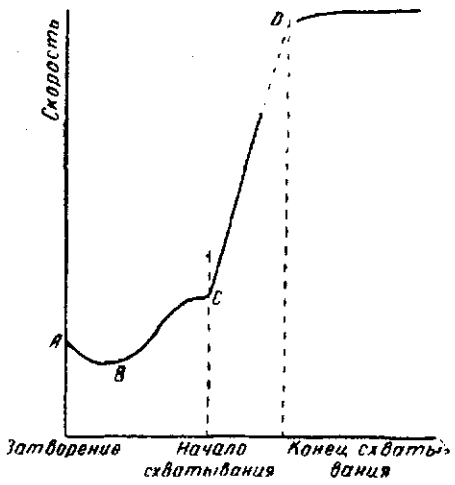


Рис. 80. Скорость звука в свежем цементном тесте

Вычисление скорости звука в среде, состоящей из двух фаз, одна из которых взвешена в другой, представляет известные трудности. Для разрешения этой задачи следовало бы обратиться к сложным теориям, аналогичным волновой механике. Но для занимающего нас вопроса это было бы слишком громоздко.

В сущность явления можно, однако, проникнуть и с помощью элементарной схемы. Пусть мы имеем систему нанизанных на упругой прямолинейной нити-пружине частиц с чередующимися массами $m_1$ и $m_2$ и отстоящих одна от другой на расстоянии $a$ (рис. 81). Обозначим через $K$ коэффициент жесткости пружины, определяющий для этой системы реактивную силу притяжения частиц, пропорциональную их удалению, а

через $\omega_1$ и $\omega_2$ — частоты вибраций, связь которых с массами частиц описывается соотношениями

$$\omega_1^2 = \frac{2K}{m_1}; \quad \omega_2^2 = \frac{2K}{m_2}.$$

Скорость $c$ распространения колебаний в такой системе находится из зависимости [1]

$$c^2 = \frac{\omega_1^2 \omega_2^2}{2(\omega_1^2 + \omega_2^2)} a^2$$

или — в функции масс:

$$c^2 = \frac{K}{m_1 + m_2} a^2.$$

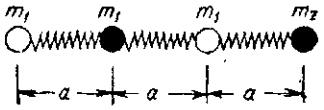


Рис. 81

Заметим, что $\frac{m_1 + m_2}{2a}$ представляет собой массу этой нити частиц, отнесенную к единице длины, полную же массу обозначим через $M_1 + M_2$.

Коэффициент жесткости $K$ пружины, соединяющей частицы, обратно пропорционален ее свободной длине: $K = \frac{K'}{2a}$.

Мы найдем тогда

$$c^2 = \frac{K'}{M_1 + M_2} = \frac{K'}{M},$$

т. е. классическую формулу распространения звука в жидкостях.

Но если массы $m_2$ представляют собой твердые частицы, взвешенные в воде, то мы найдем, что $K'$ будет возрастающей функцией их объема, а следовательно, их массы:

$$K' = Qf(m_2)$$

и тогда

$$c^2 = \frac{Qf(m_2)}{M_1 + M_2}.$$

Скорость звука, таким образом, — возрастающая функция массы частиц. В начале, в стадии $AB$ (рис. 80), масса частиц уменьшается в связи с их частичным растворением. Далее, в стадии $BC$, имеет место флокуляция: зерна соединяются в хлопья и образуют частицы бо́льших размеров, вследствие чего скорость звука увеличивается. Наконец, стадия $CD$, характеризующаяся быстрым возрастанием скорости звука, отражает распространение процесса сплошного схватывания на весь

[1] См. Rocard, Dynamique générale des vibrations, Paris, 1949, стр. 125.

объем — образуется жесткий непрерывный скелет. Этим отмечается начало схватывания.

Другой весьма интересный способ измерения сроков схватывания основан на характеристиках электрического сопротивления материалов при прохождении через них токов высокой частоты[1] (свыше 10 000 *гц*). Кажущееся сопротивление[2] изменяется при этом в процессе схватывания по кривой, представленной на рис. 82.

Эта кривая проходит через два минимума. Первый — *А* — соответствует началу схватывания, второй — *В* — отмечает конец схватывания.

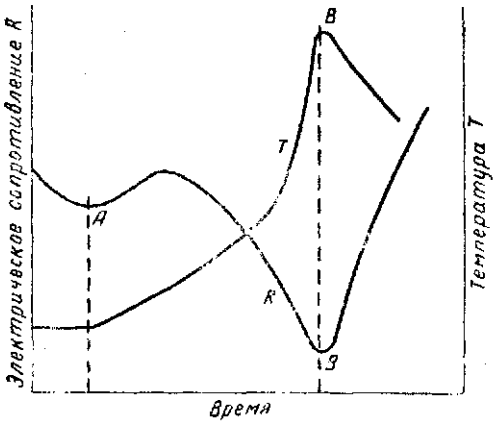


Рис. 82

Если на ту же координатную сетку нанести показания температуры цементного теста, схватывающегося в калориметре, то мы констатируем, что первому минимуму *А* отвечает легкий перелом в кривой температуры, второму же минимуму кажущегося сопротивления *В* соответствует четко выраженный максимум кривой температуры.

Это дает основание заключить, что начало и конец схватывания действительно являются в конечном счете реальными явлениями в физико-химическом процессе гидратации; они свидетельствуют о наличии скачков (качественных изменений) в ходе непрерывного изменения схватывающегося цементного теста, которые и приурочиваются различными методами измере-

[1] См. по этому вопросу работы Кальехи в Трудах Мадридского научно-технического института по бетонному строительству (Calleja, Inst. techn. construccion, cemento, Madrid, 1950, ноябрь; 1952, сентябрь).

[2] Оно представляет собой сумму омического сопротивления и реактанца, т. е. безваттного сопротивления, которое оказывает прохождению тока емкость, состоящая из двух электродов и находящегося между ними диэлектрика в виде цементного теста.

ния — механическими, электрическими, термическими и акустическими — в точности к одному и тому же моменту времени (для одной и той же смеси).

Здесь уместно остановиться на вопросе о *ложном схватывании*. Это — аномалия внутреннего трения в тесте, сказывающаяся в том, что в период, предшествующий началу схватывания, это внутреннее трение весьма быстро возрастает в такой степени, что может затормозить работу бетономешалки или затруднить укладку бетонной смеси в опалубку. Причина этого явления еще очень спорная и, надо признать, довольно таинственная. Ложное схватывание может возникнуть в случаях применения горячего цемента, однако оно наблюдается также и в нормально охлажденных цементах. Его можно прекратить трамбованием, энергичным перемешиванием и даже вибрированием. Схватывание приобретает тогда вновь нормальные темпы, если только в дальнейшем эта аномалия не повторится вновь. Утверждают даже, что в известных случаях ложное схватывание по истечении известного времени исчезает само собой. (Остановившуюся бетономешалку удалось пустить в ход $^1/_4$ часа спустя.)

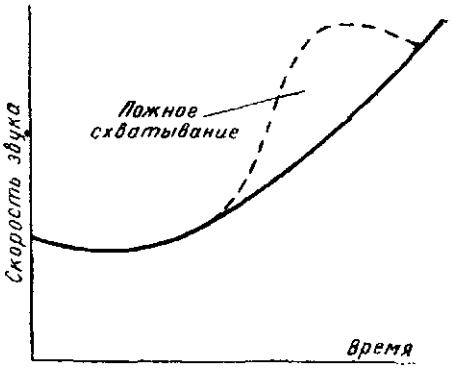


Рис. 83

Чаще всего вину — в этом смысле — возлагают на гипс, примешиваемый иногда в небольших дозах к цементу в качестве регулятора схватывания, и некоторые даже говорят, что ложное схватывание представляет собой в действительности схватывание гипса. Внешняя картина этого явления очень близко напоминает процесс коллоидального желатинирования (образования геля), сопровождающийся признаками тиксотропии или внезапной флокуляцией; его следовало бы приписать поэтому присутствию весьма мелких частиц, возможно, гипса (а может быть, и других материалов), и в таком случае средство борьбы с этим явлением надо было бы искать, может быть, в той или иной технике помола.

Так или иначе, ложное схватывание обнаруживается не только в измерениях внутреннего трения, но и при измерении скорости звука. Кривая этой скорости в функции времени обнаруживает перед началом схватывания одну или несколько весьма четко выраженных аномалий, подобных указанной на графике рис. 83.

Очень быстрое нарастание скорости, о котором можно судить по пунктирной линии над кривой скорости контрольного образца, — наглядное свидетельство ускоренной флокуляции, которая должна здесь иметь место в свете предложенной выше теории.

Было бы интересно указать, какие результаты покажет опытное установление зависимости электросопротивления-электроемкости, поскольку оно могло бы обнаружить присутствие коллоидальной фазы, непрерывной или прерывной.

## Нормальное и ускоренное твердение

При рассмотрении затвердевшего цемента в электронном микроскопе между его зернами обнаруживаются мельчайшие частицы шарообразного и пластинчатого вида. Многие из этих частиц столь малы, что находятся в омывающей их воде во взвешенном состоянии и сообщают суспензии те коллоидальные свойства, которые долгое время приписывали затвердевшему цементу.

Более или менее быстрое протекание процесса твердения зависит от интенсивности кристаллизации, от образования твердого скелета в результате химического соединения частиц. Степень твердения измеряется обычно результатами испытаний на сжатие и растяжение. Но оценить твердение можно и другими способами, в частности измерением скорости звука. Этот последний метод, позволяющий определить динамический модуль упругости и коэффициент Пуассона, раскрывает некоторые интересные особенности и в этом процессе.

Динамический модуль упругости возрастает довольно быстро на протяжении одной-двух первых недель твердения, затем это нарастание прочности довольно резко замедляется, а по истечении 4—6 лет вовсе приостанавливается (в случае применения портланд-цемента). Кажется, что в тех же условиях среды и по истечении того же срока заканчивается твердение бетона, приходящего при этом в стабильное состояние. В течение первого срока модуль упругости портланд-цемента возрастает приблизительно на 30%, в течение второго срока — приблизительно на 70%.

Коэффициент Пуассона с возрастом бетона уменьшается. Если в возрасте одного дня обычными для бетона значениями этой характеристики бывает цифра 0,25—0,30, то по истечении длительного срока она падает ниже 0,15.

Твердение — результат растворения, химической реакции и кристаллизации — может происходить не иначе, как только в присутствии воды. В воде бетон твердеет в наилучших условиях. В сухом воздухе бетон твердеет не столь быстро, так как он должен в этом случае часть введенной воды отдавать внешней среде. В зависимости от условий хранения модуль упруго-

сти увеличивается или поддерживается на сравнительно низком уровне (рис. 84).

Но если по истечении некоторого срока хранения в воздухе бетон поместить в воду, его модуль упругости вновь станет возрастать, не достигая, однако, того значения, к которому приводит непрерывное выдерживание в воде в течение всего срока с начала твердения. Напротив, бетон, выдержанный сначала в воде и помещенный затем в сухой воздух, почти сохраняет уже приобретенное значение модуля упругости без заметного снижения.

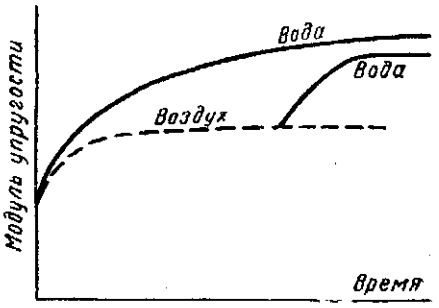

Рис. 84

Хранение в воздухе сообщает гидратизированному цементу иную структуру, чем хранение в воде. В первом случае кристаллизация может быть лишь в частях, омываемых водой; поэтому в цементе остаются ячейки в виде пор, наполненных воздухом. Цементный камень бетона, выдержанного на воздухе, имеет ячеистую структуру; его модуль упругости получается более низким, он более пористый и, вероятно, более проницаем.

Процесс твердения ускоряется под воздействием высокой температуры. Кристаллизация, вызывающая твердение, обусловлена различиями в растворимости между веществами, которые вступают в химическую реакцию, чтобы исчезнуть в ней, и веществами, которые создаются в результате ее в присутствии воды. Этот процесс термодинамический, и потому температура играет в нем решающую роль. Например, в портланд-цементе при температуре 15° процесс схватывания, начавшись в 3 ч. 15 м., заканчивается в 7 час.; при температуре 50° он уложился в интервал от 1 ч. 15 м. до 2 ч. 0,5 м., при температуре же 100° — от 15 мин. до 55 мин., т. е. сократился с 4 час. до 40 мин.

Для одного и того же портланд-цемента влияние температуры на скорость твердения изменяется в зависимости от условий испарения, являющегося результатом подогрева.

Подогрев портланд-цементного бетона при 70—80° во влажной среде в течение 3 час. позволил получить почти такую же прочность, которой при 15° удается достигнуть лишь после двухдневной обработки; подобная же обработка в течение 24 час. дала прочность, равную $^2/_3$ прочности бетона в возрасте 28 дней. Однако окончательная прочность при этом страдает и получается приблизительно на 10% ниже нормальной при

влажном хранении. При сухом хранении понижение прочности может достигнуть 40%.

Обработка бетона в горячей воде представляется, на первый взгляд, более многообещающей, поскольку при этом сохраняется влажность; опыт, однако, показывает, что этот процесс, вопреки ожиданиям, мало эффективен, если не опасен. Портланд-цемент и высокопрочный цемент (HRI) слабо на него реагируют. Что же касается сульфатно-шлаковых цементов и, разумеется, глиноземистых, то они обнаруживают при этом падение прочности.

Весьма эффективной, напротив, является обработка в автоклаве. Важным обстоятельством здесь является то, что твердение сопровождается здесь «кремнезем-известковым» эффектом, т. е. реакцией между известью, освобожденной в результате гидратации, и мелкозернистыми заполнителями, если они кремнеземного происхождения. Для портланд-цемента под давлением в 2 *ати* и температуре 133° можно легко получить прочность 115 *кг/см*$^2$ после 2 час. обработки, 260 *кг/см*$^2$ — после 8 час., с доведением ее до 300 *кг/см*$^2$ с последующим выдерживанием в нормальных условиях при 18°.

Давление в 10 *ати* при 183° дает прочность 255 *кг/см*$^2$ через 2 часа, 350 *кг/см*$^2$ — через 8 час. Двухчасовая обработка с последующим нормальным выдерживанием в течение 28 дней обеспечивает прочность 300 *кг/см*$^2$. Подобная же 8-часовая обработка дает после той же выдержки прочность в 480 *кг/см*$^2$.

Кремнезем-известковый эффект можно усилить добавкой мелкого кварцевого песка. Обработка в течение 2 час. под давлением в 10 *ати* дает в этих условиях прочность 425 *кг/см*$^2$ после запаривания и 580 *кг/см*$^2$ по истечении 28 дней; обработка в течение 10 час. под тем же давлением дает прочность 660 *кг/см*$^2$ после запаривания и 760 *кг/см*$^2$ после 28 дней. Надо заметить, что здесь речь идет о растворе малой плотности, и потому в тщательно приготовленном бетоне, как легко понять, этим способом можно достигнуть весьма высоких прочностей (выше 1 000 *кг/см*$^2$).

Нужно, однако, иметь в виду, что если портланд-цемент с успехом поддается автоклавной обработке, то этого нельзя сказать ни о шлаковых цементах, ни о глиноземистых и сульфатно-шлаковых.

Автоклавная техника требует применения дорогого и сложного оборудования. Более простое решение можно найти в пропаривании под атмосферным давлением, хотя результаты его и менее эффективны. Портланд-цемент, пропаренный в течение 2 час. при 80°, может обнаружить прочность на сжатие порядка 100 *кг/см*$^2$; после 8-часового пропаривания — 140 *кг/см*$^2$. Высокопрочный цемент (HRI) по истечении 2 час. может дать 120 *кг/см*$^2$ и соответственно 225 *кг/см*$^2$ — после 8 час.

В качестве общего требования нужно указать, что бетон, поступающий в подобную обработку, должен быть по возможности плотным, хорошо отвибрирован и тщательно уложен.

Обработка приносит тем больше выгоды, чем плотнее бетон. При пропаривании следует всячески избегать конденсации влаги на гранях бетонной детали: она часто приводит к вспучиваниям и к разрушениям местного характера. Особые преимущества этот метод дает в применении к сборным изделиям в формах с хорошо укрепленной крышкой. Но, поскольку не все цементы в равной степени пригодны к термической обработке, представляется целесообразным поставить предварительные испытания, с тем чтобы получить ориентировку в выборе цемента, а также контрольные испытания, чтобы проверить его применимость. Для измерения расширения и прочности бетона вместе с обрабатываемыми деталями в автоклавы следует закладывать несколько контрольных образцов.

### Водопоглощаемость и водонепроницаемость бетона

Схватывание и твердение цемента происходят с уменьшением абсолютного объема составляющих его материалов. Вода, соединяясь с безводными солями, образует гидраты, объем которых меньше объема составляющих веществ. Если даже свежая бетонная смесь сильно уплотнена так, что все воздушные поры в ней уничтожены, то простого химического соединения достаточно для того, чтобы эти поры возникли вновь. С другой стороны, известно, что количество вводимой воды затворения бывает обычно больше количества, необходимого для гидратации, так как в дозировке учитываются также и потребности удобной укладки бетонной смеси, — эта избыточная вода частично испаряется. В конечном счете мы видим, что бетона без пор не существует. Бетон —материал, всегда пористый.

Важнейшими, с точки зрения гидромеханики, свойствами пористых тел подобного рода являются капиллярность и проницаемость. Пористость с трудом поддается измерению. Внутренние пустоты могут сообщаться между собой и с внешним воздухом, но могут и не сообщаться: пористость может быть открытой или замкнутой. Открытую пористость можно измерить приблизительно путем испытания в вакууме. Образец помещается с этой целью под колокол воздушного насоса на достаточно длительный срок, затем под тем же колоколом погружается в бак с водой. После полного погружения восстанавливается атмосферное давление. Вода всасывается и проникает в поры. Взвешивания, произведенные до и после этой операции, дают вес, поглощенной образцом воды. Эти данные позволяют определить пористость как объем пор, «открытых для воды» при разрежении в 1 *ати*, между состоянием начального увлажнения и конечным состоянием влажности.

Если бетонную призму поставить вертикально, погрузив ее основанием в воду (рис. 85), то вода будет медленно подниматься вверх под хорошо известным воздействием капиллярных сил.

Если мы будем взвешивать призму через равные промежутки времени и определять веса поглощенной воды, то найдем соотношение, имеющее в весьма приближенной форме следующий вид: $e = A\sqrt{t}$, где $e$ — вес воды, $t$ — время и $A$ — коэффициент, характеризующий исследуемый бетон и называемый коэффициентом капиллярного подъема.

В действительности явление гораздо более сложно. Размеры пор бывают весьма различными, начиная с величины порядка 1 *см* и больше и кончая размерами частиц цемента. Капиллярных каналов в собственном смысле этого слова не существует — вместо них мы имеем лишь искривленность поверхностей, степень которой по отношению к объему пустот резко меняется от одного объема к другому, если сравниваемые объемы достаточно малы.

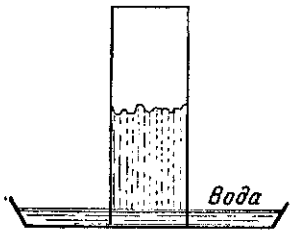


Рис. 85

Для того чтобы наглядным образом пояснить это явление всасывания, можно провести следующий интересный опыт. Цилиндрический образец бетона покрывается парафином и помещается в каучуковую рубашку, только нижний и верхний торцы его остаются открытыми (рис. 86).

К нижней части цилиндра герметически прикрепляется воронка, которая заканчивается снизу стеклянной трубкой, ведущей к вакуум-насосу и сообщающейся с ртутным манометром. Воронку наполняют дистиллированной кипяченой водой, позаботившись при этом о том, чтобы образующиеся по увлажненным ее стенкам воздушные пузырьки были устранены. Стеклянная трубка наполняется водой лишь до точки $A$, где образуется мениск, которому надлежит следовать за развитием явления. Трубка замыкается краном $R$.

Наблюдение показывает, что в начале испытания образец поглощает воду, мениск $A$ перемещается. Тогда вакуум-насосом мы создаем в системе разрежение, сперва достаточное лишь для того, чтобы замедлить движение мениска, в дальнейшем — способное его прекратить. Это разрежение измерятся ртутным манометром (вакуумметром). Мы узнаем, таким образом, сразу и объем поглощаемой в каждый момент воды, и соответствующий дебит в образце, и разрежение. Это разрежение возрастает со временем и достигает предельного значения $F$. Всякое такое повышение разрежения вызывает отсасывание воды

с площади контакта $BB'$ с образцом. Величину $F$ можно рассматривать как характеристику всасывания для рассматриваемого материала. Для бетона она может достигнуть значения 0,250 *кг/см*². Обычно показатель всасывания выражают величиной десятичного логарифма высоты соответствующего столбика воды, выраженной в сантиметрах. Для его обозначения принята формула $pF=\lg H$. Для указанного конкретного случая $pF=\lg 250\approx 2{,}4$. Как только $pF$ начинает превышать 3, т. е. атмосферное давление, вышеописанная испытательная установка теряет свою применимость, но к этому мы вернемся в дальнейшем.

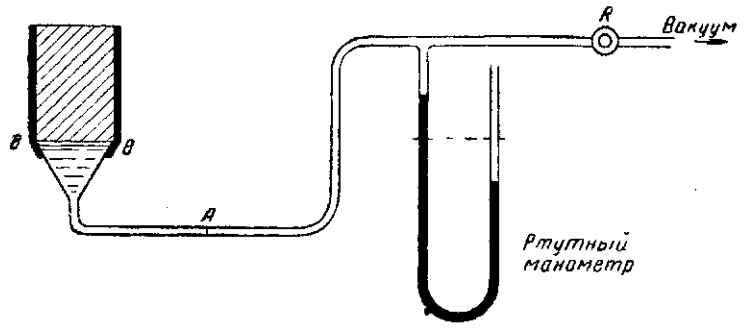


Рис. 86. Испытание на всасывание

Чтобы установить закон движения воды внутри бетона, обозначим через $f$ разрежение, созданное в нем в определенный момент, через $v$ — объем проникшей в него воды и через $i=\frac{dv}{dt}$ — дебит в момент времени $t$.

В это мгновение, сила, обусловливающая проникание указанного количества воды в бетон, равна $F-f$. Реакция вызывается вязкостью воды при ламинарном движении. Она пропорциональна дебиту и коэффициенту $Q$, который будет уточнен в дальнейшем. Таким образом:

$$F-f=Q\frac{dv}{dt}.$$

Если бы мы имели дело с капиллярной трубкой, то $Q$ был бы пропорционален $h$ — высоте подъема воды в капилляре. И в пористом теле движение воды совершается не равномерным потоком, но постепенно разрастаясь в связи с тем, что сопротивление движению воды по аналогии с капиллярной трубкой должно возрастать с объемом этой воды.

Положим, что $Q=Q(v)$. Функцию $Q(v)$ можно разложить в степенной ряд по возрастающим степеням переменного объема $v$: $Q=Q_1v+Q_2v^2+\ldots$ Ограничившись в первом приближе-

нии одним членом этого ряда, примем линейную зависимость $Q=Q'v$. И тогда уравнение движения принимает вид

$$F-f=Qv\frac{dv}{dt}.$$

Неизвестными в этом уравнении остаются величины $Q$ и $F$. Их можно определить опытным путем. В случае чистого цементного теста, содержащего 3,5% по весу воды, испаряющейся при испытании, и 7% при насыщении, сила $F$ определяется из опыта как величина, весьма близкая к 0,415 *ати*, а $Q=134\cdot10^6$*. Приводимая таблица дает значения $Q=\frac{F-f}{iv}$, найденные этим способом.

| Высота столба воды $f$ в *мм* | $i=\frac{dv}{dt}\cdot10^6$ в *мм³/мм²сек* | $v$ в *мм³/мм²* сечения | $Q=\frac{F-f}{iv}\cdot10^{-6}$ |
|---|---|---|---|
| 335,0 | 25,0 | 1,08 | 141,0 |
| 665,0 | 18.5 | 1,45 | 130,0 |
| 1 000,0 | 13,5 | 1,70 | 137,0 |
| 1 330,0 | 11,0 | 1,95 | 131,0 |

При разрежении, измеряемом высотой 10 *см* рт. ст., или 1 330 *мм* вод. ст., всасывание прекращается по особой причине: образования воздушного пузырька на нижней поверхности образца и его быстрого увеличения в объеме по мере разрежения.

Это явление легко объясняется обращением к аналогии. Две капиллярные трубки разных диаметров погружаются в резервуар, в котором вода подвергается действию разрежения $f$. Подъем воды в трубке $A$ большего диаметра совершается вначале с большей скоростью, чем в трубке $B$ меньшего диаметра (рис. 87). Но так как высота подъема в $B$ больше, то наступает такой момент, когда оба уровня сравниваются.

Если при разрежении мениск в $A$ находится в рассматриваемый момент в равновесии или близок к нему, то он уже не сможет выдержать разрежение, большее, чем $f$. Тогда уровень воды в $A$ снижается. То же получается, если обе трубки сообщаются через поперечные (горизонтальные) капилляры диаметра, меньшего или равного диаметру $A$. Если принять во внимание вязкость, вызывающую потерю давления, то нам будет ясно, что разрежение не может достигнуть значений, которые превышали бы намного величину $f$.

Воздух в конечном счете выходит на уровне нижнего сечения образца, и равновесие нарушается. Разрыв столба жидко-

* Величина всасывания для $e=3{,}5\%$ равна 0,145, откуда $pF=2{,}72$. Она получится иной для всякого иного значения $e$ и обращается в нуль для $e=7\%$.

сти происходит при разрежении, которое лишь весьма незначительно может превысить установившееся в непрерывных капиллярах наибольшего диаметра.

Если бы не возникло явление кавитации, то всасывание могло бы достигнуть 0,415 *ати*, т. е. 4,15 *м* вод. ст. Это показывает, что сила всасывания довольно велика, хотя количество воды, способной подняться на такую высоту капиллярным путем, и остается по существу ничтожным.

Для того чтобы в этом удостовериться, достаточно повысить начальный объем воды, поместив образец во влажную атмосферу. Легко установить в этих условиях, что с увеличением содержания воды сила всасывания $F$ весьма быстро снижается.

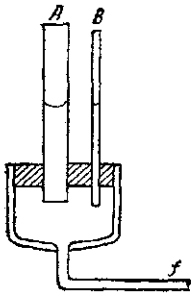


Рис. 87

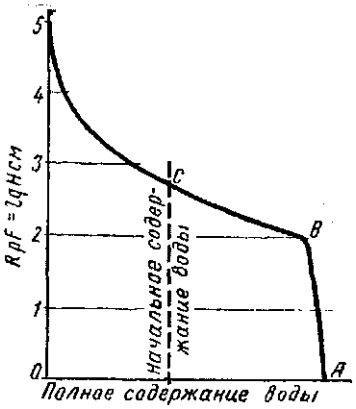


Рис. 88

С превышением некоторой величины этого содержания сила всасывания внезапно резко падает и обращается в нуль. Диаграмма, представляющая $pF$ в функции содержания воды, имеет вид кривой (рис. 88). Эта диаграмма позволяет установить распределение подсосанной воды в функции высоты капиллярного подъема с учетом начального содержания. Мы можем также различить на ней две капиллярные системы: одну $AB$, допускающую почти полное насыщение до известной высоты, и другую — резко снижающуюся.

Поскольку первая система, с практической точки зрения, представляет сравнительно больший интерес, напишем для нее основные соотношения:

$$v = \varepsilon h, \quad f = h, \quad F = H, \quad H - h = Q\varepsilon^2 h \frac{dh}{dt},$$

где $\varepsilon$ — пористость.

Решение этого дифференциального уравнения имеет вид

$$t = Q\varepsilon^2 \left[ H \ln \frac{H}{H-h} - h \right],$$

а после разложения в ряд

$$t = Q\varepsilon^2\left[\frac{1}{2}\cdot\frac{h^2}{H}+\frac{1}{3}\cdot\frac{h^3}{H^2}+\cdots\right].$$

Если $h$ мало в сравнении с $H$, то мы вправе ограничиться лишь первым членом этого ряда

$$\varepsilon h = v = \sqrt{\frac{2H}{Q}}\,t,$$

откуда

$$v = A\sqrt{t},$$

поскольку

$$A = \sqrt{\frac{2H}{Q}}.$$

Таким образом, мы приходим вновь к эмпирической формуле, приведенной в начале этого параграфа. За пределами некоторого значения разрежения отпадает возможность применения этого метода либо по причине кавитации, либо потому, что разрежение превосходит атмосферное давление $pF=3$. Тогда можно использовать давление атмосферного пара. Относительная влажность атмосферы определяет силу всасывания:

$$h = -\frac{R}{M}\cdot\frac{T}{g}\ln\theta,$$

где $R$ — газовая постоянная;
$M$ — молекулярный вес воды;
$T$ — абсолютная температура;
$\theta$ — относительная влажность в %.

| $\theta$ | $pF$ |
|---|---|
| 90 | 5,2 |
| 80 | 5,5 |
| 70 | 5,7 |
| 60 | 5,85 |
| 50 | 6,0 |
| 40 | 6,4 |
| 30 | 6,2 |
| 20 | 6,3 |
| 10 | 6,5 |

В таблице, расположенной слева, это соотношение иллюстрируется рядом количественных зависимостей.

Испытание при этом сводится к тому, что образец помещается в резервуар, в котором давление пара установлено на определенном уровне, и конечное содержание воды в образце измеряется с наступлением равновесия. На этот же прием мы указывали и в главе II при исследовании усадки.

Но явление всасывания нельзя, по-видимому, отождествлять с тем, что имеет место в жидкой фазе. Действительно, исследованный выше образец находился в течение двух лет в равновесии в атмосфере, имевшей 50% влажности. Величина $pF$ должна была бы получиться в ней равной 6, между тем как опыт дает для нее значение 2,8. Это расхождение требуется объяснить. И действительно, жидкая фаза, по-видимому, не совместима с $pF>3$—

величиной, определяющей как раз атмосферное давление. С превышением этого предела происходит передача не воды в виде жидкости, а пара.

Вернемся к эмпирическому закону испарения воды из бетона, приведенному в главе II (стр. 70). Он имеет вид

$$\frac{dv}{dt} = -N\frac{V-v}{\sqrt{t}}.$$

С другой стороны, мы нашли, что процесс капиллярной диффузии отвечает в первом приближении закону, выражаемому формулой $v = A\sqrt{t}$. Вводя это значение в предыдущее выражение, мы получаем уравнение в общем виде

$$V - v = Qv\frac{dv}{dt}.$$

Закон испарения примет тогда следующую форму:

$$\frac{dv}{dt} = -Q\frac{V-v}{\Phi(v)},$$

где $\Phi(v) = \ln\frac{V-v}{v}$.

После разложения в ряд и отбрасывания всех его членов, кроме первого, это дает

$$\frac{dv}{dt} = QV\frac{V-v}{v} = Q'\frac{V-v}{V}.$$

В пределе при малом $v$ закон капиллярного всасывания совпадает, таким образом, с законом испарения. Оба закона, следовательно, совместимы.

Вместо того чтобы пользоваться методом разрежения, страдающим, несмотря на свою наглядность, тем недостатком, что кавитация вызывает иногда при выполнении его разрыв столба жидкости, можно применить противоположный метод, именно давления. Цилиндр здесь загружается столбом воды, на который оказывает воздействие желаемое давление.

Если это давление $f$ поддерживать постоянным $f = f_p$, то мы получим уравнение

$$F + f_p = Q(v)\frac{dv}{dt}.$$

Из него мы заключаем, что произведение $Q(v)\frac{dv}{dt}$ должно быть постоянным, а потому $Q(v)$ определится как функция измеренного объема $v$. Зная различные значения $f_p$, мы находим $F$.

Для постоянного давления $f_p$, очень малого по сравнению с $F$, и в том случае, когда правая часть приведенного уравнения допускает представление $Q(v) = Qv$, все это уравнение принимает более простую форму

$$F = Qv\frac{dv}{dt}.$$

Если $F=H$ — высота капиллярного подъема, $Q=\frac{1}{K}$, где $K$ — коэффициент проницаемости, то

$$KH = v\frac{dv}{dt} = \text{const}.$$

Этот метод в легком видоизменении был применен Пельтье (Peltier), укрепившим на бетонном блоке трубку, наполненную водой, уровень которой поддерживался на высоте нескольких сантиметров. Распространение воды совершается по поверхности эллипсоида вращения. Метод представляет интерес в том отношении, что он не требует особого приготовления образца. Трубку можно укрепить на какой-либо стенке, если только она плоская и водонепроницаемая; последнего можно достигнуть во избежание испарения обмазкой ее наружной поверхности.

Но не следует забывать, что если дебит подъема обусловливается всасыванием, которое можно назвать капиллярным, то дебит под давлением может иметь место частично в каналах или порах, где капиллярность играет ничтожную роль.

Дебит в таком случае для одной и той же величины $(F-f)$ может повыситься.

Если образец бетона подвергнуть действию воды под давлением, то поглощенный объем ее и соответствующий дебит определятся прежде всего всасыванием, а затем уже и более или менее совершенным наполнением некапиллярных пор; сила всасывания, однако, играет преобладающую роль, пока приложенное давление $f$ остается ниже всасывания[1] $F$. Вода распространяется в объеме бетона до тех пор, пока не появится на противоположной свободной грани образца. Тогда возникает поверхностное натяжение с результирующей $F'$, но обратного знака, и сток воды может получиться лишь в том случае, если давление $f$ окажется бо́льшим, чем $F'$. Заметим, что $F'$ зависит от влажностного состояния внешней воздушной среды и уменьшается с повышением относительной влажности. Если свободная поверхность образца омывается водой, то тотчас же по установлении контакта $F'$ падает до нуля. Поэтому всякое исследование проницаемости под слабым давлением следует производить в пределах между двумя смоченными гранями. В этом еще и то преимущество, что здесь исключается фактор испарения.

Предположим теперь, что давление $f$ достаточно велико для того, чтобы сломить поверхностный барьер. Полный дебит $\frac{dv}{dt}$ должен при этом следовать закону Дарси:

[1] Во всем этом рассуждении предполагается, что существует всасывание, т. е. что непрерывных некапиллярных каналов в бетоне не имеется.

$$i = \frac{dv}{dt} = \frac{1}{h} Kf,$$

и тогда коэффициент проницаемости

$$K = \frac{ih}{f}.$$

Этот коэффициент $K$ должен быть постоянным, каковы бы ни были $h$ и $f$. Приходится, однако, заметить, что это не всегда соблюдается. В реальных условиях сюда вмешиваются различные влияния. Прежде всего здесь играют роль пузырьки воздуха. Будучи захвачены дифференциальной капиллярной абсорбцией, они ведут себя как твердые частицы. С этим явлением мы уже ознакомились при изучении бетонов с вовлеченным воздухом (глава I). Вытеснение воздушных пузырьков или их растворение повышают коэффициент проницаемости.

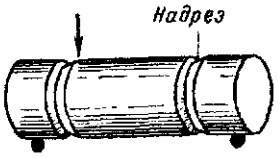


Рис. 89

Присутствующие в водной суспензии или проникающие в нее твердые частицы могут кольматировать (закупоривать) поры и этим вносить резкое изменение в течение процесса.

Большое значение имеет неоднородность бетона в силу эффекта стенки, сравнительно более богатой тонким раствором у ее поверхностей, чем внутри. Чтобы избежать погрешностей, испытание рекомендуется производить на образцах, свободные грани которых получены отрывом. С этой целью по цилиндрической поверхности образца (рис. 89) делают точильным бруском два кольцевых надреза. После этого образец подвергают, как показано на рисунке, изгибу, в результате которого в надрезанных сечениях получаются два чистых от повреждений, сравнительно плоских торца. Получение таких свободных торцов распиловкой не рекомендуется, так как с этим способом сопряжен риск засорения пор мелкими частицами.

Если измерение проницаемости производится на дистиллированной и профильтрованной воде, то по растворении в ней солей проницаемость воды может резко увеличиться, если только в других областях бетона не произойдет кристаллизации этих солей. В подобных случаях на грани, противолежащей той, на которую действует давление, возникают испарение и кольматация. Подобная кольматация наблюдается часто в резервуарах для воды, где отложенная известь превращается в нерастворимый карбонат.

Но даже и в наилучших условиях, когда градиент давления остается постоянным, приходится все же наблюдать уменьшение коэффициента проницаемости $K$ с течением времени. За время между началом и концом испытания, продолжающегося несколько месяцев, этот коэффициент падает иногда в отношении

5 : 1. Если мы имеем дело с сухим вначале бетоном, то это явление можно объяснить разбуханием зерен в цементе в результате введения цеолитовой воды и возможным продолжением процесса гидратации. Возможно равным образом здесь увеличение толщины слоя воды, адсорбируемой твердыми частицами. На этом основании измерение проницаемости при постоянном режиме следует, по-видимому, производить на образцах бетона, подвергнутых после удаления из них воздуха насыщению и выдерживанию в воде в течение достаточного времени (например, месяца). Испытание на проницаемость должно затем охватить достаточно длительный срок для того, чтобы дебит принял постоянное значение.

Изменяя градиент давления в опыте, мы заметим также, что дебит не всегда выражается линейной функцией этого градиента.

Как мы уже видели, существует некоторый порог проницаемости $f_0$, который нужно прежде всего переступить, чтобы преодолеть поверхностное натяжение. Существует, далее, критический градиент, проявляющийся в том, что с уменьшением $f/h$ проницаемость может стремиться к нулю при конечном значении $f/h$. Эта аномалия связана, вероятно, с влиянием слоев адсорбированной воды, которые, будучи укреплены на поверхности твердых частиц, требуют некоторого минимального градиента для того, чтобы их можно было оторвать от этих поверхностей. Они последовательно перемещаются по мере возрастания этого градиента, и проницаемость увеличивается до некоторого предела, при достижении которого она становится постоянной.

Очевидно, наконец, что при измерении проницаемости нужно сообразоваться с условиями использования бетона, а также с градиентами $f/h$, которые он способен выдерживать.

В строительной практике бетонирование не всегда осуществляется непрерывным процессом. Укладывается бетонная смесь не за один прием, а за несколько, причем бетонирование возобновляется всякий раз после некоторого перерыва. Поверхности соприкосновения между ранее уложенным, уже затвердевшим, и свежим бетоном представляют собой особо удобные каналы для фильтрации воды, поскольку между двумя укладываемыми с перерывом слоями бетона всегда остается большая или меньшая разница в структуре (и разрыв связности) в зависимости от тщательности, с которой соблюдаются необходимые меры по обеспечению между ними надлежащего сцепления (предварительная очистка поверхности щетками, промывка и т. п.). Движение воды в такого рода швах еще не изучено с должной систематичностью, и восполнение этого пробела следует признать актуальной задачей. То же самое относится и к влиянию поверхностного высыхания на изменение структуры и на образование микротрещин, которыми определяется капиллярность

и проницаемость в прилегающих к поверхности слоях бетона, а также, следовательно, и к изучению метеорологических факторов в их воздействии на бетон и на защищаемую им арматуру.

С целью повышения непроницаемости бетона в него вводят различного рода добавки, положительная роль которых в этом смысле обусловлена либо их собственными свойствами, либо их воздействием на структуру самого бетона.

Снижение проницаемости сопутствует повышению плотности и достигается этой мерой. Добавки, назначение которых заключается в уменьшении, без ущерба для удобоукладываемости, количества воды затворения, обнаруживают свою эффективность именно в этой своей основной функции. Если эти добавки способствуют введению в бетон воздуха в виде пузырьков, то последние, как мы уже видели, играют в процессе капиллярности роль твердых частиц, тормозя ее развитие. Аналогичную роль пузырьки воздуха играют и в проницаемости, если только их не вытесняет атмосферное давление. По этим соображениям необходимо, чтобы величина давления оставалась ниже величины всасывания этого пористого материала.

Некоторые добавки представляют собой очень тонкие порошки, взвеси таких порошков или эмульсии; они повышают плотность бетонов, образуя соединения с некоторыми из составных частей цемента (пуццоланы). Иные образуют в присутствии воды гели, обладающие структурной вязкостью и поднимающие порог проницаемости. Но следует с осторожностью полагаться на устойчивость этих гелей: сухая погода способна быстро уничтожить их положительный эффект. Вещества, влияющие на поверхностное натяжение воды, могут одновременно воздействовать и на усадку, обычно увеличивая ее. Они способны также внести нарушения в процессы гидратации и твердения.

Закупорку пор можно произвести после твердения бетона наложением различных поверхностных покрытий. Жидкий состав, проникая в силу капиллярности внутрь бетона, вступает в соединения между растворенными солями и составными частями цемента (обычно, известью) и может создавать дополнительные структуры. В этих целях пользуются, например, кремнеземными и кремнефтористыми соединениями.

Рекламируемые торговыми фирмами средства «гидроизоляции» бетона многочисленны, но среди них мало таких, которые позволили бы разрешить эту задачу полностью и надолго. Поэтому, прежде чем их применять, следует удостовериться в их возможном эффекте. Учитывать при этом нужно не только повышение водонепроницаемости, но и постоянство этого качества, а также влияние их на гидратацию, усадку, трещинообразование, твердение и прочностные характеристики.

## Влияние низких температур и морозостойкость бетона

Процессы схватывания и твердения гидравлических вяжущих подвержены заметному влиянию низких температур. При снижении температуры с 20 до 5° начало схватывания может быть сильно замедлено (в 2—5 раз, в зависимости от типа цемента). Но особенно резко проявляется это замедление при дальнейшем снижении температуры — ниже +5°. При 0° бетон твердеет очень медленно. В качестве примера укажем, что портланд-цементный бетон, сохранявшийся при 0° без замораживания, показал по истечении 28 дней прочность, меньшую, чем образец того же бетона, хранившийся 5 дней при 20°. Однако с восстановлением нормальной температуры выдерживания твердение вновь принимает обычные темпы. Если эти обстоятельства учитывать должным образом, то серьезных осложнений они на строительной площадке не вызовут. Иначе обстоит дело, когда температура падает ниже 0°. С того момента, как только начинает образовываться лед, сопутствующее этому процессу объемное расширение (воды в порах) дезорганизует формирующуюся структуру в свежем бетоне и тем самым наносит непоправимый вред процессу его твердения. Воздействие мороза на затвердевший бетон или случайных более или менее длительных и частых заморозков имеет весьма серьезное значение, так как может повлечь за собой полное разрушение твердого материала.

Нарастающий эффект последовательных замораживаний и оттаиваний может быть выявлен на результатах измерения механической прочности, а также скорости распространения звука. Эта скорость постепенно уменьшается, скорости же, с которыми протекает разрушение структуры, изменяются в широких пределах в зависимости от вида бетона. Имеется практическая возможность приготовлять морозостойкие бетоны. Эта проблема, представляющая значительную важность для строителей-практиков, побудила ряд лабораторий к очень тщательным исследованиям в этой области. Нельзя сказать, чтобы между отдельными специалистами установилось полное согласие по вопросу о механизме действия мороза, но мы можем все же наметить следующие главные направления в его решении.

Бетон представляет собой соединение инертных материалов и активной части, состоящей из тонких частиц гидратированных минералов, омываемых водой, проникающей, в виде цеолитовой воды также и внутрь кристаллов. В главе II мы познакомились с выводами, которые можно сделать из этого представления при освещении вопросов усадки. Эти выводы имеют большое значение и в проблеме морозостойкости, вскрывая, в частности, роль вовлеченного в бетон воздуха.

Содержащиеся в бетоне поры можно разделить на три разновидности: микроскопические поры активной части бетона,

капиллярные поры и некапиллярные поры. Каждая из этих разновидностей пор играет различную роль.

Рассмотрим прежде всего цементный камень, омываемый водой вплоть до капилляров. Воздействуем на него холодом, снижая постепенно наружную температуру (рис. 90), и будем измерять изменения длины образца.

Эта длина будет уменьшаться по закону температурного сокращения до некоторой температуры $t_1$ ниже 0°. Мы заметим, тогда легкое повышение температуры внутри образца, а затем новое падение. Но сокращение цементного камня прекращается: образец сначала резко увеличится в длину на некоторую величину, а затем будет удлиняться в замедленном темпе.

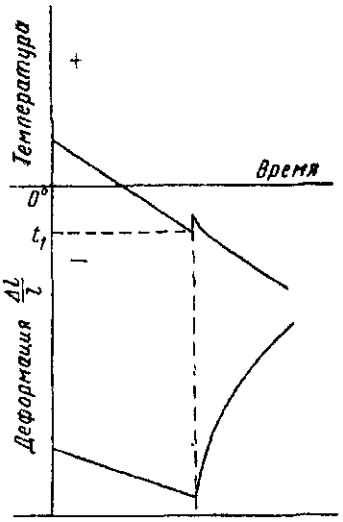


Рис. 90

Температура $t_1$ соответствует замерзанию воды в капиллярных порах. Она тем ниже, чем меньше радиус капилляров. Обычно она ниже —2°, но может опуститься и до —20°. Замерзание воды в капиллярах вызывает увеличение объема содержащейся в них воды, начинающей превращаться в лед. В связи с этим возрастает давление воды, капилляр расширяется, а избыток воды вытесняется в окружающее пористое тело до расположенных более или менее далеко от него воздушных пузырьков. В результате цементный камень разбухает, как в этом можно удостовериться из рис. 90. Вода, поглощаемая скоплениями мелких частиц, не может замерзнуть (для этого нужно было бы понизить температуру приблизительно до —75°). Так как проницаемость этой части камня очень слабая, то влагосодержание его вокруг капилляров возрастает, давление же в капиллярных порах снижается; содержащаяся в них вода замерзает полностью. Затем происходит новое явление. На поверхности капилляра остается слой адсорбированной воды, который отделяет влажную среду от льда. Свободная энергия льда ниже окружающей его микропористой среды. Равновесие поэтому должно восстановиться: часть воды, содержащейся в пористой среде, поглощается льдом, и объем его в капиллярах увеличивается, между тем как пористая часть камня, уменьшаясь в объеме, дает усадку. Это дифференциальное движение вызывает в материале более или менее серьезные разрушения, распределяющиеся в объеме сообразно величине, форме и расположению капилляров.

Если в бетоне имеются замкнутые воздушные поры в виде мельчайших более или менее равномерно распределенных воздушных пузырьков, — картина, характерная для бетона с вовлеченным воздухом, — то развитие описанных явлений может принять иное направление. В первой их фазе повышение давления воды в капиллярах вызывает поток воды сквозь пористый камень. Если воздушные пузырьки оказываются поблизости, то эта вода проникает внутрь их и замерзает, образуя ледяную скорлупу по поверхности. Давление воды в капиллярах не может поэтому превзойти здесь некоторой предельной величины. С другой стороны, образовавшаяся вокруг воздушных пузырьков ледяная скорлупа играет указанную выше роль в равновесии свободных энергий, и вода из пористого камня всасывается в воздушные пузырьки, вследствие чего ледяная корка в них утолщается. В свою очередь потеря воды пористой массой вызывает в ней процесс усадки, дополняющей процесс ее температурного сокращения. Этим объясняется то, что фактическое объемное сокращение бетона может оказаться более резким, чем это должно было бы получиться по закону простого температурного сокращения. Легко понять, однако, что это явление может оказать заметное влияние лишь в том случае, если воздушные пузырьки рассеяны в бетоне достаточно близко друг к другу для того, чтобы перемещение воды из капилляров в поры, а также отсасывание ее из пористого камня льдом могли совершаться достаточно быстро. Весьма интересные опыты этого рода были проведены Пауэрсом и Хельсмутом[1] (рис. 91). На приведенных кривых мы обнаруживаем прежде всего объемное расширение, обусловленное первым явлением, т. е. повышением давления в капиллярах, далее обнаруживается вторичный процесс, выражающийся либо в объемном сокращении, превышающем температурное сокращение, если воздушные пузырьки расположены очень густо, либо в

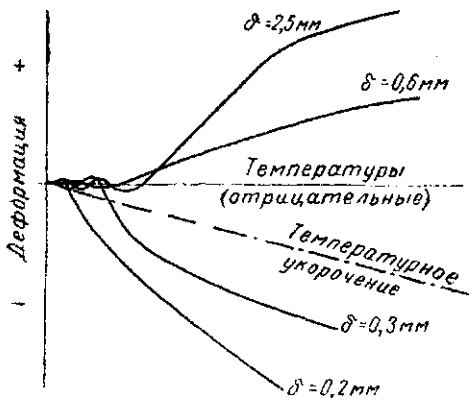


Рис. 91. Деформация цементного камня в зависимости от понижения температуры

[1] Powers, Helsmuth. Theory of volume change in hardened Portland cement paste during freezing. Proc. Highway Research Board, 1953, т. 32, стр. 285.

расширении, тем более значительном, чем на большие расстояния удалены эти пузырьки друг от друга. Таким образом, распределение пузырьков с вовлеченным воздухом имеет большое значение в оценке эффективности метода. Добавки обычных типов дают 50—500 · $10^6$ воздушных пузырьков на 1 *л*, что соответствует расстояниям между ними порядка 0,1—0,3 *мм*. Эти показатели вполне достаточны для того, чтобы объяснить морозостойкость таких бетонов.

Глава V

# КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА БЕТОНА

Испытания бетонной смеси описаны в главе I. Ниже излагаются некоторые другие испытания исходных материалов (заполнителей и вяжущего), а также затвердевшего бетона.

## Контроль заполнителей

К заполнителям бетона предъявляются следующие основные требования: необходимо, чтобы они были чистыми, не вступали в химические реакции с цементом, не содержали пористых материалов и заключали в себе лишь ограниченную фракцию зерен в виде игл и пластинок.

Чистота заполнителей имеет первостепенное значение. Грязные заполнители, покрытые пленками глины или органических веществ, дают бетоны пониженной прочности на сжатие и особенно на растяжение. Содержание засоряющих веществ легко установить промывкой, органических же веществ — колориметрическим испытанием. Оба эти приема являются классическими.

Химическое взаимодействие между цементом и заполнителем, хотя оно и редко наблюдается, способно нанести сооружению серьезный ущерб. Оно может возникнуть между некоторыми видами заполнителей вулканического происхождения (опал, андезит и др.) и цементами, характеризующимися резко выраженной щелочностью. Оно выражается в образовании геля кремнезема, обладающего способностью расширяться, и влечет за собой разбухание бетона, в процессе которого нарушается его структура.

За пористыми заполнителями уже установилась репутация вредных. И действительно, они поглощают большое количество воды, отдавая ее при смешивании и укладке цементному тесту и повышая тем самым его водоцементное отношение. Тем не менее некоторые пористые заполнители, как, например, твердые известняки и дюнные песчаники (с Атлантического побережья, Марокко), допускают изготовление бетонов, вполне приемле-

мых по качеству. Кроме того, в районах, отличающихся сухим климатом, некоторый запас воды, сохраняющийся в такого рода заполнителях, компенсирует чрезмерно быстрое испарение. Таким образом, отвергать безоговорочно, в обязательном порядке, все пористые породы не следует, необходимо лишь выполнять производственные испытания бетона с целью проверки прочности.

Вместе с тем, следует заметить, что использование воздухововлекающих добавок плохо обычно удается в сочетании с применением такого рода заполнителей.

Сланцы также признаются непригодными в производстве бетона. Действительно, они часто обнаруживают пластинчатое, слоистое строение, легко расщепляются и выветриваются на воздухе. Сланцевый песок бесспорно следует считать неприемлемым в бетонных работах, но за отсутствием других заполнителей в областях, удаленных от иных источников снабжения инертными материалами, в качестве крупных заполнителей допустимо использовать и сланцы. Если прочность таких бетонов и невысока, то в некоторых случаях за неимением лучшего приходится удовлетвориться и ими. Обязательным, однако, при этом является использование лишь «свежедробленого» материала, на котором атмосферное выветривание еще не успело наложить своих разрушительных следов. Приготовленный на таком заполнителе бетон должен быть воздухонепроницаемым и достаточно плотным, для того чтобы исключить возможность всякого дальнейшего выветривания.

Присутствие в заполнителе зерен, имеющих форму игл и пластинок, терпимо лишь в малых дозах. Технические условия и правила дают на этот счет ясные указания. Действительно, бетонную смесь, приготовленную с заполнителем такого рода, трудно укладывать: она характеризуется низкой удобообрабатываемостью. Чаще всего в таких случаях прибегают к чрезмерному повышению дозировок раствора и воды с риском снизить прочность. Между тем, если обычные приемы укладки, включая сюда общепринятую вибрацию, дают, как правило, бетоны пористые, малой плотности, то значительно более энергичный метод уплотнения, в котором сочетаются вибрация, прессование, а иногда и прокатка, способен обеспечить бетоны с исключительно хорошими характеристиками. Действительно, если в процессе уплотнения удается осуществить сплетение игл и пластинок в одну спутанную сетку, то образовавшаяся таким путем структура представит собой скелет, сопротивление которого отрыву может оказаться весьма высоким. Всякое расслаивание по поверхностям раздела между раствором и заполнителями при этом прекращается — сами иглы будут разрываться при растяжении в наивыгоднейших условиях, поскольку оси их являются направлениями наибольшего сопротивления растяжению. Но бетоны этого типа анизо-

тропны. Ориентация игл обнаруживает явную селективность, следуя плоскости, перпендикулярной направлению приложенного давления, а иногда параллельной плоскости прокатки (рис. 92). Такой именно структурой характеризуется бетон в плитах дорожных покрытий.

Прочность на сжатие в таких плитах получается наибольшей, когда сила приложена по направлению *I*, а прочность на растяжение — в случае действия силы в направлении *II*. Этой анизотропией выгодно воспользоваться в некоторых практических применениях.

В задаче выбора заполнителей остаются до сих пор весьма слабо освещенными два частных вопроса, представляющих, однако, большую практическую важность. Это механическая прочность самих заполнителей и их сцепление (связь) с вяжущими.

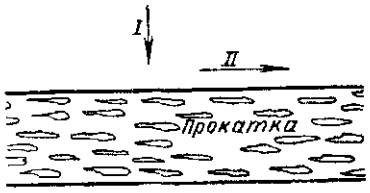


Рис. 92

Если заполнитель получен путем дробления скальной породы, то для определения его прочности достаточно вырезать из породы того же карьера образцы в виде кубиков или цилиндров и испытать их. Однако на строительстве не всегда пользуются дробленым заполнителем. Гравий или карьерный балласт подвергать подобному испытанию не столь легко. Элементарный способ состоит в том, что материал определенной крупности отбирается россыпью в стальной цилиндрический бак, где его посредством поршня подвергают давлению определенной величины. Известное число камней под давлением измельчается; зерновой анализ в сопоставлении с контрольным образцом позволяет установить степень достигнутого разрушения. Это своего рода испытание на дробление. Но, как легко понять, форма камней оказывает здесь влияние на результат, и для того чтобы у нас было право сравнивать эти результаты, нужно чтобы зерна испытуемых материалов были бы по возможности одинаковой формы.

Другой способ испытания состоит в измерении скорости звука при его прохождении через несколько зерен заполнителя. Каждое зерно помещается между двумя пьезоэлектрическими пластинками, позволяющими измерить время прохождения импульса. Поскольку расстояние между пластинками ничтожно, отсчет времени должен производиться с очень высокой точностью. Предполагая, что плотность материала известна из предварительных измерений, мы можем из этих данных найти приблизительное значение модуля упругости. Так как в каменных материалах механическая прочность возрастает пропорцио-

нально модулю упругости, то такое испытание дает хороший масштаб для сравнения.

Роль сцепления или связи между цементом и заполнителем установлена недавно трудами Капкомма и Фаррана[1]. Исследование бетона в тонких шлифах обнаружило, что некоторые заполнители обладают химическим сродством с цементом, и в таких случаях поверхность раздела между ними не обнаруживает зазора, в то время как для других типов заполнителей зазоры в поверхностях раздела с цементом допускают проникание в них красящего вещества и тем самым позволяют установить свое присутствие.

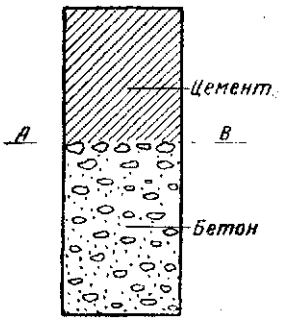

Рис. 93

Наличие сцепления между цементом и заполнителем можно подтвердить простым механическим испытанием. Призматический образец приготовляют с этой целью таким образом, чтобы заполнители расположились в его торцовом сечении так, как это показано на рис. 93. Эти заполнители тщательно очищены и промыты, как это делается обычно в облицовочных бетонных плитах с декоративным правием для фасадов. Бетонный образец дополняется таким же призматическим образцом из чистого цементного теста. По затвердении такой сдвоенный образец испытывается на изгиб. Разрушение происходит обычно по плоскости *AB*, располагающейся теоретически посередине образца. Сопоставление разрушающих нагрузок может послужить основанием для сравнительной оценки значений сцепления между цементом и заполнителем.

## Контроль вяжущего

Контроль вяжущего — необходимая предпосылка его выбора и проверки правильности сделанного выбора. Во Франции этот контроль выполняется в соответствии с техническими условиями Французской ассоциации стандартов (Association française de normalisation — Afnor). Сводится он к изготовлению раствора на стандартном песке (Лекатского побережья) и испытанию на раздавливание изготовленных из этого раствора кубиков с ребром 5 *см* после хранения их в воде в течение 7—28 дней. Прочность на сжатие для указанных условий позволяет произвести классификацию цементов по товарным маркам 160—250, 250—315 и т. д.

---

[1] Capcomme, Farran, Géotechnique et minéralogie Techn. Moderne, Construction, 1953 (май — июнь).

Стандартное испытание раствора по техническим условиям Afnor в его современной форме не лишено недостатков. Прежде всего неудачен гранулометрический состав песка: из него исключены тонкие фракции; такой зерновой состав получается прерывным, вследствие этого плотность раствора в весьма сильной степени зависит от интенсивности уплотнения и приводит в связи с этим к большому разбросу.

Критическое исследование причин этого разброса было выполнено по результатам сравнения прочностей при сжатии. В 15%-ном квадратическом отклонении, которое отмечается в результатах испытаний различных лабораторий, влияние метода ручного или механического перемешивания отразилось в размере 2—3%, нарушения плоской формы граней кубиков — в размере 3—6%, условий хранения и устройства испытательной машины — в размере 3—6%. Однако при всех прочих равных условиях самым важным фактором является формовка образца, создающая квадратическое отклонение по меньшей мере в 10% (отклонения суммируются геометрически); в ней, следовательно, — самое слабое место, нуждающееся в обязательном усовершенствовании. Механическая укладка с применением вибростола, вибратора или вращательной машины Куйо (Couillaud) (устройство для возбуждения горизонтальных вибраций низкой частоты и большой амплитуды) должны войти как можно скорее во французские технические условия как необходимое усовершенствование существующего метода. Кроме того, существующими техническими условиями не предусмотрено определение прочности на растяжение. Ранее применявшийся для этой цели образец Михаэлиса обнаружил свои недостатки, среди которых заслуживают особого упоминания риск повреждения центральной области образца в результате усадки и неоднородность распределения напряжений в сечении разрыва. Поэтому было решено отказаться от этого образца; заменителя же ему не нашлось. Отсутствие указаний, касающихся прочности на растяжение, является некоторым пробелом, так как некоторые цементы, обнаруживающие приемлемую прочность на сжатие, имеют слабую прочность на растяжение ( к тому же подверженную резким колебаниям, зависящим от технологических условий). Этот пробел следовало бы восполнить введением в технические условия испытания, которое могло бы информировать строителя о прочности раствора на отрыв: следовало бы предложить, может быть, испытание призмы на изгиб.

«Международное объединение лабораторий по испытаниям и исследованию материалов и конструкций» (La Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions — Rilem) занялось разработкой международных технических условий на испытание цементов; назначение этих условий в том, чтобы упростить международный промышленный обмен и послужить прототипом при состав-

лении технических условий в отдельных странах. В результате были составлены временные технические условия, рекомендующие метод испытания, который ныне дорабатывается тремя десятками лабораторий в 15 странах. Основные особенности этого метода:

раствор — на песке непрерывного гранулометрического состава с определенной дозировкой мелких фракций;

фиксированное водоцементное отношение — 0,5 по весу;

ручное замешивание и укладка с помощью виброплощадки, описание которой в настоящее время уточняется;

образцы призматической формы 4×4×16 *см*; образцы подвергаются излому путем поперечного изгиба, после чего каждая из двух образовавшихся в результате излома частей испытывается на сжатие;

хранение образцов в воде при 20°.

Инициаторы введения этого метода надеются, что полученные при его помощи результаты не только позволят провести научно правильную товарную классификацию цементов, но и послужат основой для вычисления с хорошим приближением вероятной прочности бетона заданного состава, замешанного на том или ином цементе. Действительно, формула Фере имеет вид

$$R_c = K\left[\frac{1}{1+\frac{e}{c}}\right]^2,$$

где $\frac{e}{c}$, т. е. водоцементное отношение, равно 1,4, $K=5{,}75\,R_c$ ($R_c$ — прочность цемента).

Для бетона мы должны получить

$$R_b = \frac{5{,}75}{\left(1+\frac{e+a}{c}\right)^2}\,R_c,$$

где $a$ — объем воздуха;
$e$ — объем воды;
$c$ — объем цемента.

## Контроль затвердевшего бетона в образцах

Контроль бетона в образцах осуществляется различными способами в зависимости от того, нужно ли удостовериться в однородности материала и в соответствии его характеристик предписаниям, или же нужно установить фактическую прочность бетона в самом сооружении, поскольку таковая определяется всеми случайными обстоятельствами производства работ, т. е. укладки. В первом случае отбор проб должен производиться по выходе бетонной смеси из бетономешалки, во втором случае — близ сооружения или, лучше, из самого сооруже-

ния. Отобранную пробу следует уложить в форму. Как и в отношении цемента, о котором мы говорили в предыдущем параграфе, именно здесь возникает самая большая трудность: каким способом следует производить уплотнение? Если задачей испытания является проверка соответствия качества бетона предписаниям, то особенно важным будет условие, чтобы способ уплотнения оставался во всех испытаниях одним и тем же. При этом отдельные достоинства тех или иных методов имеют даже меньшее значение, чем их однотипность. Во втором случае следует стремиться к тому, чтобы способ уплотнения по возможности приближался к способу, использованному на строительной площадке.

Обычно применяемыми способами уплотнения являются:

отливка для весьма подвижных бетонных смесей;

штыкование, состоящее в том, что бетонная смесь укладывается слоями, причем каждый слой штыкуется определенным числом ударов стального стержня;

трамбование, заключающееся в том, что каждый слой накрывается плитой, которую подвергают действию падающей определенное число раз бабы определенного веса;

число ударов при этом возрастает по мере перехода от нижних слоев к верхним, с тем чтобы получать равномерное уплотнение;

вибрирование на вибростоле с прекращением его при появлении раствора на поверхности; форму надлежит укрепить на вибростоле жестко, с тем чтобы исключить влияние дополнительных случайных вибраций и сотрясений;

вибрирование в форме либо путем введения виброиглы внутрь ее (что опасно), либо путем поверхностного вибрирования, прилагая возмущающие силы к бортам формы.

При всем разнообразии перечисленных здесь методов уплотнения бетона существенным для всех их остается одно — достижение однородности бетона. Полезно также взвешивать образец, чтобы определить плотность бетона и удостовериться в том, что она достаточно хорошо приближается к предусмотренному среднему значению. Поскольку до сих пор не существует никаких предписаний относительно техники уплотнения бетонной смеси в формах, выбор соответствующего способа предоставляется пока инициативе лаборатории или строительной площадки. Этим вносится некоторая неопределенность в условия испытания, наносящая ущерб сравнимости и точности результатов. Желательно, чтобы детализированные технические условия регламентировали и этот момент, указав по возможности такую технику, которая по крайней мере смягчила бы, если и не исключила бы вовсе, влияние личного фактора.

Форма должна иметь такие размеры, чтобы эффектом стенки можно было пренебречь. Нужно предостеречь экспериментатора от того, чтобы он из желания придать образцу более плот-

ный вид пытался бы добавлением лишней дозы раствора завершить его отделку. Признается, что ребро куба или сечение цилиндра должно по крайней мере в 4 раза превышать наибольший размер самых крупных зерен заполнителя. Форма изготовляется обычно из металла. Основные требования в этом отношении сводятся к тому, что она должна быть жесткой и непористой. В соответствии с этим последним условием следует запретить деревянные формы. Чаще всего в этих целях используются сталь или чугун. Формы могут быть также и из пластмасс или из водонепроницаемого картона. Не допускается, однако, чтобы они изменяли свою форму под воздействием влаги.

В частности, в США нашли применение дешевые цилиндрические формы из тонкого непроницаемого картона, позволяющие с присоединением двух крышек обеспечить необходимую водонепроницаемость и во время транспортирования. Единственным недостатком их является деформируемость при уплотнении. Это неудобство легко обойти, помещая их на время производства этой операции в съемную стальную оправу-муфту.

Как только форма заполнена бетоном, нужно немедленно принять меры против возможной потери им влаги путем испарения. С этой целью бетон покрывают возможно более непроницаемым материалом. Освобождение образца из формы ставит вопрос о способе его хранения. Это решается по-разному двумя создавшимися в связи с этим школами. Одни полагают, что сформированный в образце бетон должен выдерживаться в тех же условиях, которым подвергается и бетон, уложенный в сооружение; другие думают, что образцы нужно хранить всегда в одних и тех же для всех испытаний тождественных условиях, обеспечивающих оптимальное твердение. Таким образом, различие здесь собственно лишь в точках зрения. Первая установка отражает интересы строителя-практика, желающего выяснить на образцах изменения качеств используемого им в сооружении материала в зависимости от среды, с тем чтобы извлечь отсюда руководящие выводы для назначения режима выдерживания бетона в этом сооружении. Вторая установка отвечает программе производящего бетон технолога или контрольной лаборатории, для которой имеет значение не конкретная обстановка среды с ее не поддающимися предвидению вариантами, а установление факта, соответствует ли или не соответствует данный бетон техническим условиям. В осуществлении этой программы важно, устранив влияние всех случайных факторов и создав тождественную для всех испытаний обстановку, получить возможность выявить роль основного фактора, т. е. состава бетона. Надо думать, что на деле обе эти установки нужно совместить, так как они разрешают одинаково важные задачи научно-исследовательской работы.

Применение способа выдерживания образцов на строительной площадке может повести к ошибкам; наша задача — сиг-

нализировать о них. Отношение поверхности испарения к объему в бетонных кубиках или цилиндрах бывает обычно значительно бо́льшим, чем в элементах сооружения. Поэтому температура и влажность могут оказать на состояние образцов сравнительно большее влияние. Резкая инсоляция или сильный ветер способны нанести заметный ущерб прочности кубика, не оказав почти никакого действия на балку из того же бетона. То же самое можно сказать и о воздействии низких температур. Рекомендуют поэтому с полным основанием при выдерживании образцов укрывать их от действия солнца и ветра. Благоразумно также подвергать непосредственному атмосферному воздействию всего лишь одну грань кубика, оставляя весь образец в форме, или же, что является более экономичным, помещать образцы в ящик с влажным песком так, чтобы открытой оставалась лишь верхняя их поверхность.

Как бы то ни было, мало вероятно, чтобы атмосферные влияния сказывались на образце точно таким же образом, как и в сооружении, объем и расположение которого наряду с другими факторами образуют такое сочетание условий, которое невозможно воспроизвести в испытании. Вот почему представляется предпочтительным придерживаться второго метода испытаний, к исследованию же твердения на строительной площадке найти иной путь, о котором речь будет в дальнейшем.

Второй метод хранения образцов — в стандартных, тождественных для всех испытаний условиях — требует, чтобы эти условия были по возможности наилучшими для твердения. Прежде всего при этом следует исключить испарение, способное замедлить твердение и вызвать усадку. Образец поэтому следует изолировать от окружающей среды влагонепроницаемой оболочкой, поместив его в насыщенную атмосферу. Эта задача легко разрешается устройством влажной камеры, в которой поддерживается постоянная температура в 20° до наступления срока испытания образцов на сжатие. Если возникает необходимость в транспортировании образцов, например со строительной площадки в лабораторию, их нужно поместить во влажные опилки или песок или плотно завернуть в непроницаемую обертку. Для этой цели очень пригодна гибкая листовая пластмасса — нейлон или другая — при условии горячей сварки (термопластичности).

В английской практике погружение образцов в баки с водой страдает тем неудобством, что требует более обременительного оснащения. Сравнение результатов не обнаруживает, однако, измеримых расхождений.

Самая процедура испытания на сжатие и изгиб описана в главе III достаточно подробно для того, чтобы не возвращаться здесь к ней, равно как и к спору между сторонниками испытания на кубиках или цилиндрах, пока еще, насколько можно судить, не решенному.



Остается выяснить, воспроизводит ли прочность, полученная на образцах, выдержанных в оптимальных условиях, то ее значение, которым характеризуется бетон в самом сооружении. Чтобы решить этот вопрос, некоторыми экспериментаторами был произведен отбор кернов из сооружения, сопоставленных затем с контрольными образцами. Полученные выводы оказались единодушными: прочность бетона в сооружении по меньшей мере равна прочности контрольных образцов; разница между ними не превышает 15%, причем преобладает избыток. Причины этого следует искать в сравнительно большей однородности бетона в сооружении в связи со смягчением эффекта стенки и в лучшем его уплотнении, возможном при наличии больших объемов. И действительно, на практике установлено, что для одного и того же замеса однородность бетона, укладываемого большим объемом, получается лучше, чем в образцах, отливаемых по отдельности. Укладка производит такое же действие, как и повторное перемешивание и, прежде всего, обеспечивает в силу капиллярности более равномерное распределение воды. Естественно, что более высокая однородность материала создает и более высокую прочность.

### Испытания бетона в сооружении без разрушения материала

Поскольку испытания бетона на образцах приводят к результатам, заключающим в себе некоторую недостоверность, возникает проблема контроля материала в самом сооружении. Высверливание проб (кернов) представляет собой трудоемкий процесс, к тому же он оставляет в сооружении некоторый изъян и дает лишь ориентировочные результаты. Поэтому специалистами было разработано несколько методов адеструктивных испытаний, т. е. не влекущих за собой разрушения материала или же приводящих лишь к незначительным разрушениям. Важнейшие из них мы теперь рассмотрим. Сюда относятся статическое и ударное испытания шариком, отрыв (выдергивание) забетонированного стержня и т. п., пробивка или просверливание дыры (углубления, отверстия), испытание с помощью отскакивающего шарика или стержня (пружинного молотка), измерения скорости распространения колебаний, исследования с помощью гамма-лучей.

Испытание шариком — самый старый способ. В практику исследования бетона он был введен путем заимствования из металлургии принципа измерения твердости металла по Бринелю. Согласно последнему, стальной шарик вдавливается калиброванной силой в поверхность металла, причем измеряется либо глубина вмятия, либо диаметр образовавшейся лунки. Для большего удобства статическое давление можно заменить ди-

намическим воздействием — ударом молотка, несущим определенное количество кинетической энергии. В том и другом вариантах метод шарика в применении к испытанию бетона страдает рядом недостатков. Прежде всего трудно с необходимой точностью произвести измерение глубины вмятия или его диаметра, поскольку общий объем бетона, подвергающегося деформированию, остается сравнительно незначительным. В результате в связи с неоднородностью материала получается очень большой разброс, обязывающий к многократному повторению испытания до получения приемлемого значения средней величины. К тому же получаемая таким путем количественная характеристика распространяется лишь на очень неглубокий поверхностный слой материала и не дает никаких указаний о свойствах материала, расположенного в более глубоких слоях.

Испытание на отрыв (выдергивание) в своем принципе просто. Оно состоит в том, что при укладке бетона в него погружают несколько коротких стальных стержней, слегка выступающих над поверхностью бетона, после же затвердения бетона измеряют силы, которые нужно приложить к этим стержням для того, чтобы их выдернуть из бетона. Эта сила находится в определенной зависимости от механической прочности бетона и прежде всего от его сопротивления сдвигу (скалыванию). Такие испытания приводят, однако, к большому разбросу, а это свидетельствует об их невысокой точности. К тому же выдергивание может произойти либо в результате простого скольжения, либо же с изъятием некоторой прилипшей к стержню части бетона более или менее конической формы. Следует также указать, что этот способ уже вышел из употребления

Испытание путем пробивки углубления производят с помощью специального пистолета, стреляющего бойками. Измеряется при этом глубина погружения в бетон бойка под давлением, которое создается взрывом детонатора. Результаты и в этом случае также получаются с большим разбросом, причем, как легко понять, большое влияние здесь имеет размещение зерен заполнителя относительно центра удара.

Просверливание отверстия (дыры, углубления) дает, по-видимому, более показательные результаты. Вращательный бур крупного диаметра из твердой стали нажимается с установленной силой на поверхность бетона и приводится во вращение. После определенного числа оборотов измеряют глубину полученного отверстия. Формовка в гипсе позволяет к тому же зафиксировать и форму углубления. В результатах этого испытания отмечается известная корреляция между измеренными параметрами и прочностью поверхностного слоя бетона. Но испытание оставляет на этой поверхности неизгладимые дефекты. Кроме того, его трудно истолковать теоретически.

Среди методов, позволяющих произвести оценку механических характеристик поверхностного слоя бетона, пожалуй, са-

мые показательные результаты дает метод отскакивания (пружинного молотка). Укрепляемый на пружине шарик или цилиндр со сферически округленным рабочим торцом, ударяясь при освобождении пружины о поверхность бетона, отскакивает от нее в обратном направлении на определенное расстояние. Это расстояние возвратного движения измеряется и позволяет найти отношение скоростей и коэффициент восстановления, принимаемый за характеристику бетона. Коэффициент восстановления $e = \frac{V_1}{V}$ определяет вместе с тем и отношение $e^2 = \frac{W_1}{W}$, т. е. отношение энергии, переданной бетону посредством удара и восстановленной (возвращенной) им после удара.

Дополнение этой величины до единицы представляет относительное количество энергии, потерянной на удар; она составляется из энергии внутреннего трения, энергии пластической деформации в области удара и энергии колебаний, рассеянной во всем объеме и не играющей никакой роли в возвратном движении ударяющего тела молотка.

Представляется затруднительным установить логическую и математическую связь между этой величиной и механической прочностью. Можно, однако, догадываться, что такая связь существует и что длина пути, пройденного отскакивающим шариком, должна выражаться почти линейной функцией от прочности на сжатие. Испытание поэтому следует проводить с особыми предосторожностями. Масса бетона должна быть очень большой в сравнении с массой молотка. Установить размер ее следует из того соображения, что она не должна участвовать в движении всей системы. Геометрическая форма ее должна приближаться к полубесконечному трехмерному телу и не допускать никакой иной деформации, кроме той, которую в подобном теле могло бы вызвать приложение сосредоточенной силы. Испытания плиты, например, или тонкой балки не могли бы поэтому дать показательных результатов.

Поскольку измерения производятся здесь на очень незначительных участках поверхности, разброс, являющийся результатом неоднородностей структуры, получается большим. Поэтому, чтобы прийти к достаточно достоверному среднему значению, требуется произвести большое число измерений. Зона влияния удара незначительна, и, как в других испытаниях твердости, результат дает указания лишь в отношении тонких слоев материала[1].

Если между прочностью и длиной возвратного пути молотка и существует эмпирическое соотношение, близкое к линейному, то коэффициент этого отношения изменяется от бетона к бето-

[1] По этому поводу можно было бы сказать в шутку, что для получения «хорошего» (в смысле этого испытания) бетона было бы достаточно нанести на плохой бетон хорошее покрытие.

ну. Он зависит от гранулометрического состава, вида цемента, заполнителей и т. д. Соотношение это необходимо поэтому «тарировать» по результатам достаточного числа испытаний на контрольных образцах, подвергаемых после измерения раздавливанию.

Метод пружинного молотка не лишен всеже в конечном счете известных достоинств. Он прост, экономичен и практичен (стандартный прибор Шмидта отличается портативностью). Он способен привести к относительно точным характеристикам качества бетона на основе предварительной тарировки на образцах. Но и без такой тарировки он позволяет установить классификацию бетонов по трем категориям: плохой, средний, превосходный; это уже не так плохо.

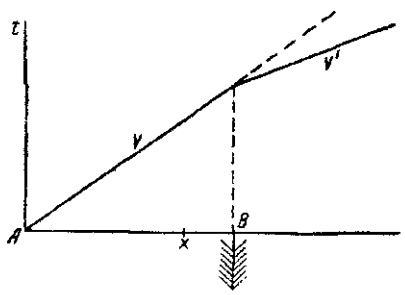


Рис. 94

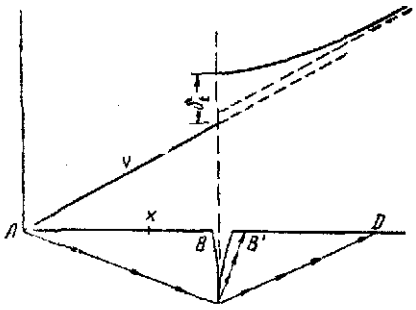


Рис. 95

В главе II были описаны методы определения модуля упругости бетона и его коэффициента Пуассона по результатам измерения скорости звука. Но этими же измерениями, как мы сейчас увидим, можно воспользоваться и при исследовании прочностных характеристик материала.

Укажем сначала на применение акустического метода в исследовании поверхностных слоев бетона.

Будем измерять время $t$, необходимое для того, чтобы фронт звуковой волны, распространяющейся из источника колебаний $A$, достиг точки $x$ (рис. 94). Если скорость распространения звука постоянна и равна $v$, то $t=vx$. Кривая, представляющая время в функции $x$, будет прямой. Если в точке $B$ качество бетона изменяется (например, в результате укладки нового замеса после перерыва в бетонировании), скорость $v$ также изменится, и тогда прямая $t(x)$ обнаружит в этой точке перелом.

Предположим теперь, что в точке $B$ имеется трещина. Пока производимые нами измерения распространяются на точки $x$, лежащие в промежутке между $A$ и $B$, зависимость $t(x)$ будет отображаться прямолинейным участком, но это будет так лишь до тех пор, пока $x$ не совместится с $B$ (рис. 95). Когда наше

следующее измерение перейдет в точку $B'$, лежащую за трещиной, то фронт волны, чтобы достигнуть этой точки, должен будет совершить кратчайший к ней путь, огибающий трещину, $ACB' > AB$. Поэтому между значениями времени $t$, измеренными в $B$ и $B'$, должен получиться разрыв непрерывности. Величина этого скачка определяется из соотношения

$$\frac{AC + CB - AB}{v} = \delta t,$$

откуда

$$v\delta t = \sqrt{\overline{AB}^2 + \overline{BC}^2} + BC - AB.$$

Это позволит нам определить глубину трещины $BC$. Вправо от трещины $B'$ запаздывание $\delta t$ уменьшается вместе с уменьшением отношения длины ломаной линии $ACD$ к $AD$, так что исследуемая кривая $t(x)$ займет положение несколько смещенной

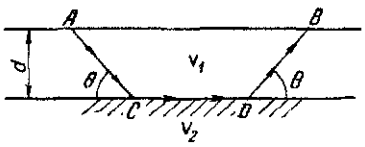


Рис. 96

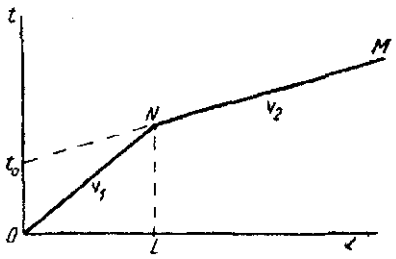


Рис. 97

асимптоты, отображающей разницу между продолжительностями распространения звуковой волны по траекториям $AB$ и $AC$.

Таким образом, измерение скорости звука позволяет установить серьезность трещин.

Пусть теперь мы имеем случай двух различных бетонов или бетона с поверхностным (декоративным или защитным) слоем, причем примем, что скорость $v_1$ распространения колебаний в покрытии бетона меньше соответствующей скорости колебаний $v_2$ в основной массе бетона (рис. 96). Две возможные траектории распространения волны представлены здесь прямой $AB$ и ломаной $ACDB$. Соответствующие им длительности распространения волн равны

$$t_1 = \frac{AB}{v}, \quad t_2 = \frac{AC + BD}{v_1} + \frac{CD}{v_2}.$$

При этом угол $\theta = \frac{v_1}{v_2}$ определяется из соотношения $\theta = \frac{v_1}{v_2}$ и минимального закона Декарта.

Для малых значений расстояния $AB=x$ наикратчайшим путем будет прямой отрезок $AB$. В случае, если расстояние $AB=x$ велико, кратчайший путь будет $ACDB$. Отсюда следует, что кривая $t(x)$ составляется из двух прямых, пересекающихся в точке с абсциссой $x=L$ (рис. 97). Значение ее определяется в функции толщины слоя по легко устанавливаемой формуле

$$L = 2d\sqrt{\frac{1+\frac{v_1}{v_2}}{1-\frac{v_1}{v_2}}}.$$

На участке $OL$ скорость распространения колебаний равна $v_1$. Вправо от точки $L$ она равна $v_2$. Если прямую $MN$ продолжить в направлении ее пересечения с осью абсцисс, то она пересечет нулевую ординату в точке

$$t_0 = \frac{1}{v_2} \cdot \frac{2d}{\operatorname{tg}\theta}.$$

Заметим, что $\frac{2d}{\operatorname{tg}\theta}$ представляет собой проекцию на $AB$ наклонных прямых $AC$ и $DB$.

Таким путем легко можно установить толщину поверхностного слоя и скорости звука в лежащем под ним бетоне.

Если качество бетона изменяется с глубиной постепенно, как это имеет место, например, при коррозии, то описанным приемом можно установить глубину поражения ею бетонного массива. Если скорость возрастает пропорционально глубине, то траекториями будут окружности, центр которых отстоит от начала на расстояние

$$q = d\frac{v_0}{v-v_0},$$

где $v_0$ — скорость на поверхности;
$v$ — скорость на глубине $d$.

Время $t$ распространения от $O$ до $x$ определится тогда из

$$x = 2q\operatorname{sh}\frac{v_0 t}{2q},$$

где

$$q = d\frac{v_0}{v-v_0}.$$

В этом случае участок $ON$ диаграммы (рис. 97) перестает быть прямолинейным, хотя и стремится к прямой с уклоном $v_2$ при стремлении $v$ к постоянному значению $v_2$.

В исследовании внутренних объемов бетона акустический метод применим лишь в тех случаях, когда обе противоположные поверхности бетона доступны для установки приборов. При этом измеряется время распространения колебаний между двумя точками с известным между ними расстоянием. Если

траектория встречает какое-либо препятствие — разрыв непрерывности, то она огибает его (рис. 98), и тогда разница в сроках и скоростях распространения позволяет обнаружить наличие и установить местонахождение дефектов структуры.

Приведенными примерами, конечно, не исчерпываются все возможности использования этого метода в исследовании поверхностной и глубинной структуры бетонных массивов. Остается теперь пояснить, каким образом знание скоростей звука позволяет нам получить сведения о механической прочности материала. Нет никаких видимых оснований предполагать заранее, что между скоростью звука и упруго-пластическими свойствами материала должна существовать какая-либо непосредственная связь. Тем не менее здесь можно все же пойти несколько дальше установленных нами в главе II соотношений для модуля упругости. Напомним, что для массивных бетонных элементов скорость продольных волн равна

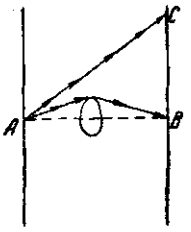

Рис. 98

$$V_d = \sqrt{\frac{Eg}{\bar{\omega}} \cdot \frac{1-\sigma}{(1+\sigma)(1-2\sigma)}},$$

а скорость поперечных волн

$$V_g = V_d \sqrt{\frac{1-2\sigma}{2(1-\sigma)}}.$$

Знание этих скоростей и объемного веса $\bar{\omega}$ материала позволяет вычислить обе постоянные $E$ и $\sigma$. Объемный вес $\bar{\omega}$ определяется при этом по известному составу бетона или же измеряется непосредственно с помощью гамма-лучей, как это будет описано в дальнейшем.

Положим поэтому, что $E$ и $\sigma$ нам уже известны. Опыт показывает прежде всего, что прочность на сжатие $R$ представляет собой возрастающую функцию $E$, являясь в то же время убывающей функцией $\sigma$.

За отсутствием аналитической формулы, как увидим из дальнейшего, трудно установимой, перед нами возникает задача найти эмпирическое выражение, которое, будучи простым в применении, в то же время отражало бы отмеченные выше качества этого соотношения. Чтобы удовлетворить этим требованиям, искомой зависимости и была придана форма $E(1-\sigma) = (KR)^{1/n}$ с введением двух безразмерных параметров $K$ и $n$.

Опыт применения показывает, что $K$ зависит от природы заполнителя и от типа зернового состава, между тем как $n$ определяется маркой вяжущего. Значение $n$ обычно колеблется в пределах 2—3.

Наилучшим приемом акустического исследования является метод реперов (эталонов). Одновременно с возведением сооружения из того же бетона заготовляется несколько образцов, размеры которых должны быть достаточно большими для того, чтобы на них можно было выполнить измерения скорости звука. Кубики с ребром в 15 *см* для этой цели недостаточны — такая база измерения слишком мала для того, чтобы определение скорости можно было произвести с необходимой точностью. Более пригодным следует признать кубик с ребром в 20 *см*, однако предпочтительнее производить измерения на цилиндрах высотой[1] 30 *см*. Самое же лучшее — это заготовить призмы длиной 75—100 *см*, в поперечнике 15—20 *см*. После определения $E$ и $\sigma$ эти призмы разрезаются на 5 частей, и формула устанавливается по среднему из результатов. Чтобы полностью охарактеризовать исследуемый бетон параметрами $K$ и $n$, нужно иметь в своем распоряжении от 4 до 6 таких призм. И тогда проведенное в определенный момент времени акустическое исследование самого сооружения позволит установить механические характеристики для всех его частей на основе сопоставления с призмами-эталонами.

Но может случиться, что к акустическому методу придется прибегнуть, и не располагая контрольными образцами. В таких случаях приходится заранее задаться значениями $K$ и $n$. В среднем для заполнителей кремнеземного типа округлой формы (из р. Сены) параметр $K$ определяется величиной, близкой к $57 \cdot 10^{12}$, а $n=3$. И тогда

$$R = \left[\frac{E(1-\sigma)}{57 \cdot 10^{12}}\right]^3.$$

В первом приближении, по-видимому, для бетонов можно сохранить значение показателя $n=3$. Коэффициент $K$ определяется тогда характером заполнителя. Для твердого известняка, например, $K=150 \cdot 10^{12}$, для гранита $K=43 \cdot 10^{12}$.

Такое резкое изменение параметров указывает на необходимость предварительного эталонирования бетона.

Имеется, по-видимому, и возможность определения модуля упругости бетона по значениям этой характеристики для его составляющих, и по дозировкам их. Пусть эти дозировки выражаются относительными величинами $A$, $B$, $C$, $D$ и т. д., соответствующие модули этих составляющих — величинами $E_a$, $E_b$, $E_c$, $E_d$ и т. д. Модуль упругости бетона представляет собой функцию этих величин:

$$E = f(A, E_a, B, E_b, \ldots).$$

[1] При этом можно также высверлить несколько цилиндрических колонок и в самом сооружении, если это представляется возможным.

Для случая фазы с модулем упругости, равным нулю, функция $f$ принимает, как можно полагать, линейный вид:

$$E = CE_c,$$

где $C$ — объемная дозировка цемента;
$E_c$ — модуль упругости.

Нам известна, с другой стороны, формула Фере

$$R = K\left[\frac{C}{C+v}\right]^2,$$

где $v$ — объем пустот, включая сюда и водяные поры.

Учитывая, что $C+v=1$ и $C = \frac{E}{E_c}$, получаем

$$R = K\left(\frac{E}{E_c}\right)^2,$$

откуда

$$E = Q\sqrt[2]{R},$$

что является частным случаем приведенной выше общей формулы. Для чистого цементного камня эта формула подтверждена с достаточной точностью.

Для смеси из двух фаз с дополняющими их пустотами линейный закон необязательно подтверждается — это зависит от ее зернового состава и от распределения пустот. Легко понять, что воздух, распределяющийся либо в виде малых пузырьков, либо тонкими прослойками между заполнителями, в зависимости от этого по-разному влияет на распространение звука.

Тем не менее для предельной области изменений, которым подвергается состав бетона, можно допустить, что часть поверхности, представляющая функцию $E$, может быть принята за плоскость. Тогда мы вправе будем написать

$$E = Q_a AE_a + Q_c CE_c,$$

где $Q_a$ и $Q_c$ — коэффициенты меньше единицы;
$A$ — объемная дозировка заполнителей;
$C$ — то же, цемента.

Обозначив $Q_aE_a=E_a'$ и $Q_cE_c=E_c'$, получим

$$C = \frac{E - AE_a'}{E_c'},$$

поскольку же $A=1-(C+v)$, формула Фере дает

$$R = \frac{K}{(E_c')^2}\left(\frac{E - AE_a'}{C+v}\right)^2$$

или

$$R = Q\left[\frac{E - E_a'}{C + v} + E_a'\right]^2 = Q\left[\frac{E - E_a'}{1 - A} + E_a'\right]^2.$$

В эту формулу входят две постоянные: $E_a'$ и $Q$. Первая связана со свойствами заполнителя, вторая — цемента. Обе могут быть определены для данного бетона в любом его возрасте. С другой стороны, выражение прочности в функции модуля упругости принимает здесь иную форму, отличную от указанной выше; она имеет здесь вид полинома второй степени

$$R = \alpha E^2 + \beta E + \gamma,$$

страдающий тем недостатком, что заключает в себе три параметра вместо двух и в связи с этим вносит лишние трудности в вычисления.

Контроль бетона в сооружениях предполагает, как мы видели, предварительное определение его плотности, входящей в вычисление модуля упругости. Редко представляется возможность знать эту физическую характеристику в точности, чаще же ее приходится находить приближенно или устанавливать взятием проб. Отметим в связи с этим, что в настоящее время разработан адеструктивный метод измерения плотности материала в сооружении. Он основан на использовании гамма-лучей, испускаемых радиоактивными веществами. Источник радиоактивного излучения устанавливается против поверхности исследуемого бетона, на некотором расстоянии за ним помещается счетчик Гейгера. Поскольку прямой поток фотонов поглощается свинцовым экраном, счетчик принимает только фотоны, подвергшиеся диффузии и частично проникшие через бетон. Поскольку бетон рассеивает и поглощает гамма-лучи в прямом отношении к своей плотности, а интенсивность получаемого счетчиком излучения является функцией расстояния, постольку она позволяет определить эту плотность с точностью 1—2%. Такая точность достаточна для последующих вычислений.

Отметим еще, что использование некоторых радиоактивных материалов, излучающих нейтроны, предоставляет нам также возможность определять содержание воды в бетоне посредством приближенного подсчета числа водородных ядер, обладающих в силу присущего им механизма способностью отражать эти частицы.

Мы видим, что выбор методов контроля бетона, не требующих его разрушения, достаточно богат. И можно надеяться, что в ближайшем будущем они получат еще более широкое практическое использование.

# ПРИЛОЖЕНИЕ

В связи с тем, что книга Лермита (в издании на французском языке) вызвала в кругах специалистов большой интерес, причем многие из них обратились к автору за разъяснениями возникших у них вопросов, автор выступил с новой работой «Что мы знаем о пластической деформации и ползучести бетона?», опубликованной в «Анналах Парижского научно-исследовательского института строительной техники» (Annales de l' Institut technique du Batiment) в сентябре 1957 г. (№ 117).

Лермит подробнее развивает в этой статье некоторые темы, составляющие содержание его книги, ссылаясь при этом и на работы ряда советских ученых.

## ЧТО МЫ ЗНАЕМ О ПЛАСТИЧЕСКОЙ ДЕФОРМАЦИИ И ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА?

Поводом к этой дополнительной работе послужили внешние обстоятельства. Расчет по разрушающим нагрузкам, вошедший в повседневную практику проектирования железобетонных сооружений, исходит из понятия пластической деформации в предельном состоянии. Постоянство наложенных напряжений в предварительно напряженном бетоне может быть обеспечено лишь при ограничении роста деформации во времени. Применение в современном строительстве все более и более легких элементов и конструкций ставит проблемы замедленной потери устойчивости при снижении модуля деформации в связи с усилением пластической усадки (accourcissements). Усовершенствование методов производства и обработки бетонов позволяет теперь повысить допускаемые для них напряжения в 2—3 раза по сравнению с теми, которые еще недавно были для нас обязательными, а облегчение профилей ставит проблемы, которые относятся скорее к деформативной способности бетона и устойчивости, чем к его прочности в узком смысле слова.

Все эти вопросы побудили ряд инженеров и конструкторов обратиться ко мне за разъяснениями, касающимися практического значения пластической деформации как протекающей быстро, так и длительно. Действительно, посвященная этому во-

просу глава книги не вполне может удовлетворить практика, поскольку она была задумана в плане общих и феноменологических соображений.

Идя навстречу этим повторным настойчивым запросам, я счел своим долгом развить здесь по возможности эту практическую сторону вопроса, опираясь на обильный документальный материал, собранный мною за 20 лет, и на опыт, приобретенный в лаборатории Парижского научно-исследовательского института строительной техники на моих собственных работах и на работах Лекамю (Le Camus), Бертье (Berthier), Виронно (Vironnaud), Макмиллана (Macmillan), Джангреко (Giangreco) и других.

Эта статья адресуется не только к лабораторным экспериментаторам, ученым или теоретикам (хотя теоретические проблемы в ней отнюдь не исключаются), но и непосредственно к инженерам-строителям (конструкторам). Она покажет, что наши познания, к сожалению, ограничены и перед нами еще много нерешенных проблем, что многие явления представляются противоречивыми, или по крайней мере, что их противоречивость еще не снята. Должен предупредить читателя, что он натолкнется в этой области на много «белых» пятен, еще остающихся, хотя общие контуры и позволяют уже угадывать их рельеф. И я обращаюсь с призывом не только к представителям научно-исследовательских кругов, но и к практикам-строителям, ожидая, что и они смогут открыть нам новые факты из опыта своей работы. Тему статьи я ограничил исследованием свойств одного лишь бетона, поскольку и они сами по себе представляют достаточную сложность, оставив в стороне свойства железобетона, которые должны составить предмет специального исследования. Только сделав эти оговорки и принеся извинения за это ограничение темы, я могу теперь приступить к ее изложению.

## Деформация бетона

Бетон с момента схватывания рассматривается обычно как твердое тело; в действительности он представляет собой вещество, находящееся в состоянии непрекращающегося преобразования. Он реагирует на внешние условия, физические и механические, и всякое воздействие оставляет на нем неизгладимый след, влияющий на его последующие реакции. Он как бы одарен своеобразной памятью. Гидравлическое вяжущее, в котором заложена причина большей части всех этих свойств, подвергается химическому превращению в результате гидратации, протекающей неопределенно длительное время. Можно сказать, что возраст и история бетона определяют его свойства, из которых одни следует считать как бы «прирожденными», другие возникают со временем в результате совершающихся в нем изменений.

Точно так же, как и всякое другое твердое тело, бетон деформируется под нагрузкой. Он испытывает деформацию упругую и деформацию пластическую, медленно возрастающую с течением времени под действием нагрузки. По удалении последней обратимая часть деформации исчезает, необратимая остается. Но бетон деформируется также и без нагрузки, причем эта самопроизвольная деформация — усадка или набухание — зависит от температуры и влажности окружающей среды. Она сопровождается испарением или поглощением воды, оказывающими влияние на результаты весовых измерений.

Деформацию, обусловленную нагрузкой, и деформацию самопроизвольную нельзя, по-видимому, считать совершенно независимыми, — в дальнейшем мы увидим, почему. В то же время ползучесть может обнаруживаться под нагрузкой в таких условиях, при которых усадки не бывает. Мы не будем отягощать эту статью исследованием усадки, рекомендуя читателю обратиться к специальным работам по этому вопросу. Тем не менее здесь уместно напомнить об основных принципах и важнейших законах ее, к которым, как можно думать, приводят экспериментальные исследования [1].

Условия испарения и поглощения воды налагаются влажностным режимом среды и продолжительностью выдерживания в ней бетона, причем количество сохраняющейся в нем воды при возрастании срока выдерживания стремится к некоторой постоянной величине. Замечается в этом смысле тенденция к установлению некоторого состояния равновесия между влажностью среды и бетона; в пределах 100—50% относительной влажности — отношение между влажностью среды и содержанием находящейся в равновесии воды в бетоне получается линейным.

Функция, связывающая потерю воды в ненасыщенной атмосфере со временем, представляет собой сложное выражение, зависящее от пористости, размеров пор и проницаемости бетона. Для очень компактных бетонов и цементного камня она приближается к закону Фурье, которому следуют потери тепла (в калориях) в равномерно нагретом теле, помещенном в более холодную среду. В более пористых и проницаемых бетонах при сравнительно сухой атмосфере эта зависимость отражает процесс скорее прерывного характера и аналогична распространению фронта полосы обезвоживания в условиях равновесного насыщения со средой. В реальности процесс испарения, в котором участвуют и движение парообразной фазы, и движение газообразной фазы, отвечающие двум вышеуказанным крайним случаям, следует некоторому промежуточному закону.

Усадка, измеренная относительно состояния полного насыщения при выдерживании бетона в воде, пропорциональна ко-

[1] Ниже автором резюмируется в несколько измененных формулировках и в существенных тезисах содержание основного текста книги. (стр. 67—81).

личеству в среде влаги, недостающей до полного увлажнения бетона, и количеству гидратизированного цемента.

Испарение и окончательная усадка бетона для данной влажности среды не зависят от предварительного более или менее длительного выдерживания в воде. Выдерживание в условиях водонасыщения не создает стабильного состояния, но может вызвать либо усадку, либо набухание, в зависимости от природы вяжущего и от плотности бетона. Твердение может быть приостановлено высушиванием, когда количество остающейся воды окажется меньше того, которое является необходимым для продолжения гидратации. Такое положение может иметь место в поверхностных слоях бетона, находящегося в сухой атмосфере.

Если бетон, подвергшийся в течение некоторого времени высыханию, опять поместить в воду, он поглотит некоторое ее количество, при этом вес бетона будет стремиться принять то значение, которое он получил бы после непрерывного выдерживания в воде. Но в отношении усадки обратимость при продолжительном выдерживании в воде не бывает полной. Получающаяся остаточная деформация составляет 30—60% от усадки в момент погружения в воду.

Окончательная усадка бетона может быть выражена в зависимости от усадки чистого цементного камня формулой

$$\Delta_b = \Delta_c \frac{c}{c + [1 - (c + e + v + f)]\mu_{CA}},$$

$\Delta_b$ — усадка бетона;
$\Delta_c$ — усадка цементного камня из теста нормальной консистенции;
$c$ — объем цемента;
$f$ — объем песка с размерами зерен меньше 0,1 *мм*,
$e$ — объем воды затворения;
$v$ — объем воздушных пор;
$[1 - (c + e + v + f)]$ — объем заполнителя;
$\mu_{CA}$ — коэффициент, величина которого для бетона непрерывного гранулометрического состава изменяется в пределах 0,8—1.

При постепенном загружении бетонного образца в определенном его возрасте материал бетона испытывает деформацию. Пусть эта деформация, измеренная в той части образца, где нагрузка распределяется равномерно, равна $\Delta$, соответствующее же ей однородное напряжение равно $T$. Если откладывать значения $T$ по оси ординат, а $\Delta$ — по оси абсцисс в прямоугольной системе координат, то можно получить кривую деформации (рис. 99).

В зависимости от того, будем ли мы производить сжатие или растяжение, получим ветвь $OA$ или ветвь $OB$ этой кривой.

На некоторой своей длине она будет либо совпадать с прямой $OE$, либо касаться ее[1].

Доведя сжатие образца до точки $A$, разгрузим образец. Кривая разгрузки будет близко совпадать с прямой, лишь слегка отклоняясь в направлении, противоположном кривой загружения. После полного удаления нагрузки останется деформация $\Delta_1'$. В разгруженном образце остаточная деформация в течение некоторого срока слегка уменьшится, приблизившись затем к величине $\Delta_1''$. Если разгрузку производить достаточно быстро, то $\Delta_1 - \Delta_1''$ представит собой мгновенную обратимую деформацию, $\Delta_1 - \Delta_1'$ — полную обратимую деформацию, а $\Delta_1' - \Delta_1''$ — замедленную обратимую деформацию.

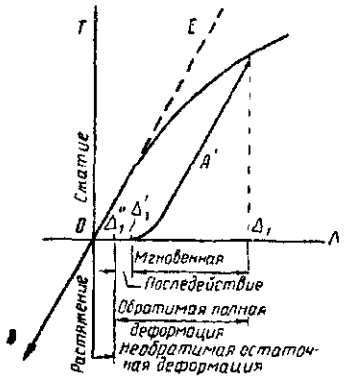


Рис. 99. Диаграмма сила-деформация для полной загрузки и разгрузки бетона

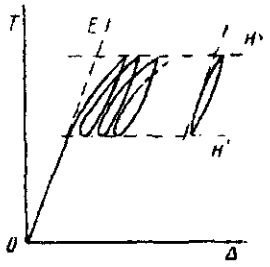


Рис. 100. Диаграмма сила-деформация для частичной и повторной загрузки и разгрузки бетона

Если вместо того, чтобы разгружать образец полностью, снизим нагрузку лишь частично, а затем вновь загрузим образец и повторим это несколько раз, то в диаграмме появится несколько ветвей, заканчивающихся весьма узким витком $HH'$, почти сливающимся с прямой линией (рис. 100).

Угол наклона этой прямой к оси абсцисс, которыми можно характеризовать приспособление материала к нагрузке, будет тот же самый, что и наклон касательной $OE$ к кривой деформации в начале координат. Это связано с тем, что процесс разгрузки, начинающийся в точке $A$ (см. рис. 99), отобразится в нашей диаграмме кривой, касательная к которой $AA'$ парал-

[1] Иногда при сжатии отклонение от прямой замечается уже в самом начале. Это свидетельствует об образовании внутренних микротрещин (см. стр. 90).

лельна $OE$. Отметим, что указанное свойство подтверждается в испытаниях лишь в тех случаях, когда наибольшая приложенная нагрузка не превосходит приблизительно 0,6 статической разрушающей нагрузки.

Основной модуль упругости определяется наклоном прямой $OE$ и устанавливается из измерений скорости распространения колебаний[1]. В связи с этим его называют *динамическим модулем упругости.*

Деформация $\Delta$ бетона, измеренная под нагрузкой $T$, заключает в себе часть упругую и обратимую и часть пластическую — необратимую. Для того чтобы различить эти части, следует произвести ряд последовательных загрузок постоянно возрастающей величины, перемежая их в интервалах разгрузками. Если под нагрузкой $T$ измеренная деформация окажется равной $\Delta$, а остаточная деформация после снятия нагрузки и «отдыха» образца будет $\Delta_R$, то упругая деформация выразится разностью $\Delta_E = \Delta - \Delta$ .

Таким образом, можно построить три кривые:

кривую упругих деформаций

$$\Delta_E(T);$$

кривую пластических деформаций

$$\Delta_R(T) = \sum_{1,2\,in} (\Delta_R)_i, \quad T = T_n;$$

кривую полных деформаций

$$\Delta_T(T) = \Delta_E(T) + \Delta_R(T)^*.$$

Эти кривые представлены на рис. 101.

Опыт показывает, что $\Delta_E(T)$ не прямая; упругое деформирование бетона подчиняется закону упругости, но он не в точности линейный. Причина этого полностью не установлена, но возможно, что она лежит в вязких свойствах бетона и внутреннем трении. Отклонение от закона линейности, по-видимому, невелико и уменьшается по мере старения бетона. Если модуль упругой деформации или секущий модуль (module sécant), $E_A = \frac{T}{\Delta_E}$ определить как уклон прямой $OA$, соединяющей начало координат с точкой $A$ кривой упругой деформации $\Delta_E(T)$, то пред-

[1] Тождество модуля $E$ (для небольших нагрузок) с динамическим модулем было показано Р. Филлео, сравнившим измерения прогиба бетонных призм под слабой нагрузкой с измерениями резонансных частот. См. R. E. Philleo, Comparison of results of three methods for determinating Joung's modulus of elasticity of concrete. J. Amer. Concrete Inst., 1955, I, стр. 461.

* Математическое объяснение этого тождества можно найти в книге R. L'Hermite, L'expérience et les théories modernes en résistance des matériaux, Paris, 1945, стр. 105—109.

ставится возможным исследовать изменения его относительной величины $E_A/E$ в функции приложенной нагрузки и его отношения к (классической) мгновенной разрушающей нагрузке в обычном ее понимании.

Выполненные в этой области экспериментальные работы довольно немногочисленны, так как авторы в большинстве случаев забывали отделять обратимую упругую деформацию от полной деформации.

Признано, что отношение $E_A/E$ остается постоянным и равным или весьма близким к единице при нагрузках, не превы-

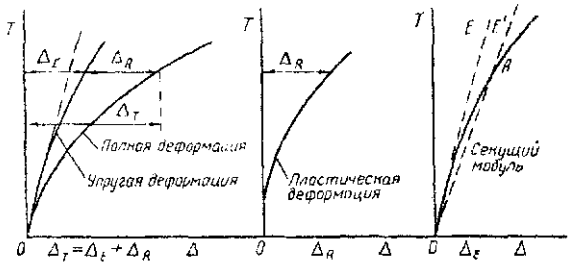


**Рис. 101.** Диаграммы деформаций различных видов для бетона под нагрузкой.

шающих 0,1 от разрушающей. В нашей лаборатории [59] найдено, что под нагрузкой, составляющей $^1/_5$ разрушающей, это отношение близко к 0,95; под нагрузкой — $^1/_3$ разрушающей — близко к 0,90 и под нагрузкой — $^1/_2$ разрушающей — близко к 0,75. Цюрихская федеральная лаборатория дает для этого соотношения формулу

$$\frac{1}{E_A} = \frac{1}{E}\left(1 + \frac{KT}{R_c - T}\right),$$

где $R_c$ — сопротивление сжатию;
$K$ — коэффициент, равный 0,1.

Отсюда

$$\frac{E_A}{E} = \frac{1}{1 + K\dfrac{\dfrac{T}{R_c}}{1 - \dfrac{T}{R_c}}}.$$

Если учесть предыдущие указания, то для $K$ следует принять значительно бо́льшую величину — порядка 0,33 *.

* Мне не удалось установить в точности происхождение этой формулы, ставшей известной мне лишь понаслышке.

Л. Сантарелла[1] сообщает, что модуль упругости уменьшается почти линейно с увеличением нагрузки в интервале от $^1/_5$ до $^1/_2$ разрушающей нагрузки.

Вивиан[2] дает для модуля упругой деформации (секущего модуля) довольно сложную формулу, основанную на отношении между упругой деформацией под заданной нагрузкой и упругой деформацией при разрушении. Отношение $E_A/E_c$ оказывается по этой формуле равным 0,97 для $T/R_c=0{,}1$; 0,94 для $T/R_c=0{,}2$ и 0,92 для $T/R_c=0{,}3$. Эти значения не очень отличаются от приводимых Лекамю.

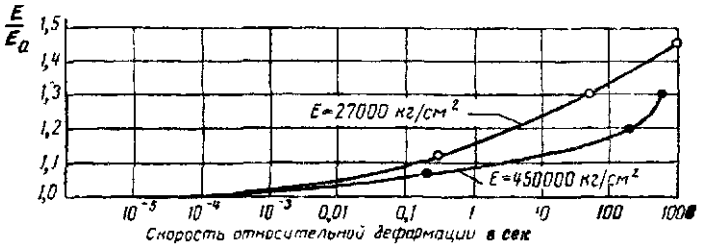


Рис. 102. Изменения отношения между касательным и секущим модулями по результатам испытаний Уотстейна

Если бетон загружать с большой скоростью, доходящей до ударной, то секущий модуль упругости $E_A$, измеренный при 50%-ной нагрузке (по отношению к разрушающей), будет возрастать, достигая значения $E$ основного модуля упругости.

На рис. 102 воспроизводятся кривые зависимости отношения $E/E_A$ от скорости загружения, полученные на основании испытаний Уотстейна[3]. Они показывают, что бетон обладает вязким свойством, что коэффициент вязкости зависит от величины нагрузки и что с увеличением скорости деформации кривая упругой деформации приближается к прямой. Отметим, наконец, что модуль упругости увеличивается с возрастом бетона по мере его твердения, следуя закону почти точной пропорциональности квадратному корню из показателя прочности бетона.

## Быстро нарастающая деформация бетона

Нагрузка, приложенная к образцу даже на очень короткий срок, способна вызвать необратимую деформацию. Рассмотрим сначала так называемые мгновенные пластические деформации,

---

[1] L. Santarella. Resistenza ed elasticita di cementi. Milano. 1931.

[2] A. C. Vivian. The stress-strain relation of concrete. Structural Eng., 1946, I. стр. 42.

[3] D. Watstein. Effect of straining rate on the compressive strength and elastic properties of concrete. J. Amer. Concrete Inst., 1953, IV, стр. 729.

возникающие под нагрузкой, продолжительность действия которой не превосходит 1 часа.

Пусть наша нагрузка приложена к образцу с большой скоростью загружения, например в течение 1 мин., дадим ей возможность действовать 1 мин., затем 10 мин., далее 20 мин. и так далее до 1 часа. Измерим получающиеся при этом остаточные деформации и нанесем их на график в функции продолжительности действия нагрузки. Мы увидим, что эта возрастающая (во времени) функция изобразится линией, весьма близкой к прямой. Некоторыми авторами показано, что если эту прямую экстраполировать до нулевой абсциссы, то она не пройдет через начало координат, а пересечет нулевую ординату в некоторой ее точке, имеющей положительное значение (рис. 103). Это говорит, по-видимому, о том, что мы имеем здесь дело с

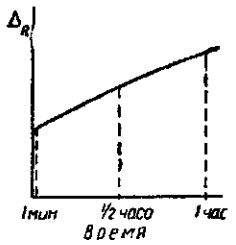


Рис. 103

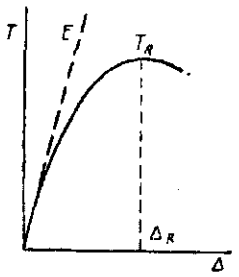


Рис. 104. Упруго-пластическая деформация бетона при быстром нагружении

мгновенной пластической деформацией, которая, не обнаруживая характера кажущейся вязкости, имеет своим источником нарушение внутреннего трения. Отмеченное здесь явление аналогично наблюдаемому в колебательных процессах, где трение не стремится к нулю при частоте, обращающейся в нуль.

Отметим вместе с тем, что Глэнвилль [44], экстраполируя к значениям продолжительности действия нагрузки, меньшим 1 мин., обнаружил, насколько можно судить, мгновенную деформацию — линейную и, вероятно, чисто упругую. Возможно, что явление быстро протекающей деформации по выяснении окажется просто вязко-упругим. Кроме того, если мы обратим внимание на кривые Глэнвилля (см. рис. 106), то заметим, что экстраполяция для $t=0$ необязательно соответствует точке, проходящей через начало координат. Как бы то ни было, механизм вязко-упругой пластической мгновенной деформации еще в точности не установлен.

Исследуем теперь, какой может быть форма кривых упруго-пластических деформаций бетона для кратковременно дей-

ствующих нагрузок продолжительностью не свыше 1 часа (рис. 104). Представленная здесь кривая имеет сначала восходящую ветвь, а затем проходит через максимум $T_R$ для удлинения $\Delta_R$, соответствующего разрушению в обычном, приписываемом этому термину смысле, т. е. разрушению при наибольшей выдерживаемой образцом нагрузке.

Производя такого рода испытания на призме или достаточно длинном цилиндре, можно выполнить также и некоторые дополнительные измерения. Помимо исследования продольных и поперечных деформаций, мы можем (установив в середине высоты образца микрофон, соединенный с усилителем и катодным осциллографом) записать акустические характеристики, т. е. шумы, производимые в бетоне загрузкой. Сверх того, точно так же в средней части образца, можно расположить и акустический дефектоскоп в составе передатчика ультразвуковых колебаний и приемника, позволяющий измерить скорость распространения колебаний вдоль диаметра. При загружении образца микрофоны отметят множество слабых шумов, даже и при очень слабых напряжениях. Эти шумы прекращаются, во всяком случае заметно слабеют, если нагрузка поддерживается постоянной. Зато с превышением значения $T_l$ возникают шумы, заметно отличающиеся по своему характеру от первоначальных, — они много суше и энергичнее прежних и накладываются на них как на основной фон; мы будем называть их потрескиванием. С приближением образца к моменту разрушения частота и интенсивность их возрастают (рис. 105).

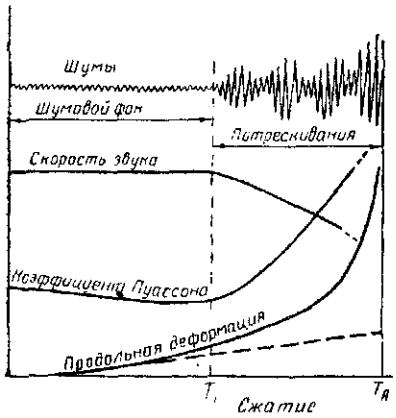


Рис. 105. Резкое изменение в характеристиках бетона под сжимающей нагрузкой задолго до достижения ею предельного значения $T_R$

Обратим теперь внимание на скорость звука. При нагрузках, меньших $T_l$, т. е. до начала потрескиваний, скорость остается постоянной. С превышением $T_l$ она падает. Потрескивания сигнализируют, следовательно, о внутренних разрывах, нарушающих непрерывность структуры. Они указывают на образование микротрещин. Последние были обнаружены О. Я. Бергом[1]. Их длина измеряется несколькими миллиметрами, ширина — несколькими микронами. Возрастание нагрузки повышает их количество и увеличивает размеры; распространяясь, они сли-

[1] О. Я. Берг, Доклады Академии наук СССР, LXX, № 4, 1950.

ваются одна с другой и приводят образец в состояние разрушения на пределе прочности.

Характерным для процесса разрушения является равным образом и поперечное выпучивание. Пока нагрузка не достигла величины $T_l$, коэффициент Пуассона уменьшается или остается почти постоянным, с превышением же $T_l$ он возрастает, достигая на пределе прочности значения 0,5 или даже превосходя его. Причиной поперечного выпучивания следует, по-видимому, признать образование и расширение трещин, преимущественным направлением которых является направление действия сжимающей нагрузки.

Подводя итоги, мы убеждаемся, что разрушение в собственном смысле слова предваряется некоторой подготовительной его стадией микроскопического трещинообразования (предразрушением), начало которой отмечается уже довольно рано, — когда нагрузка достигает 50—70% от разрушающей. С превышением этой нагрузки или соответствующей деформации бетон перестает быть сплошным твердым телом, структура его нарушается, ослабляется по сравнению с первоначальным его состоянием. То, что мы измеряем, представляет собой собственно не пластическую деформацию, а нарушение структуры материала.

Учитывая это, мы должны признать, что едва ли удастся предсказать в точности форму кривой для быстро протекающей пластической деформации бетона. В операциях как загружения, так и разгрузки большую роль играют скорость загружения и продолжительность выдерживания нагрузки.

В испытаниях, выполненных в лаборатории Парижского НИИС [59], при нагрузках, превышавших $^1/_{20}$ от разрушающей, измеримой пластической деформации обнаружено не было (при прочности бетона 320—380 *кг/см*$^2$). В нижеследующей таблице приводится несколько значений для соотношения $\Delta_R/\Delta_E$ между остаточной и упругой деформациями, отвечающего отношению между приложенной и разрушающей нагрузками: $T/T_R$.

| $T/T_R$ | 0,05 | 0,10 | 0,20 | 0,30 | 0,50 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\Delta_R/\Delta_E$ | 0 | 0,10 | 0,18 | 0,22 | 0,26 |

Начиная с нагрузки, составляющей 0,75 $T_R$, пластические деформации начинают возрастать с гораздо большей скоростью.

Это явление связано, вероятно, с увеличением числа микротрещин. Грассем и Фишер[1] получили иные результаты. Кривая

[1] N. S. I. Grassam, D. Tischer. Tests on concrete with electrical resistance strain gauges, Engineering, 1951, 21, IX, стр. 356.

деформации оказалась параболой, вершина которой отмечала разрушающую нагрузку. Хотя остаточные деформации под возраставшими нагрузками не измерялись, высокие значения их были отмечены при нагрузке, составлявшей 87% от разрушающей. Кажущийся (условный) коэффициент Пуассона сохранял, по-видимому, почти постоянное значение порядка 0,12—0,14, но с приближением указанной нагрузки начинал резко возрастать и незадолго до наступления ее достигал величины 0,32. Примененный бетон характеризовался в возрасте 45 дней пределом прочности 300 *кг/см*² и малой пластичностью, поскольку отклонение от касательной в начале координат (?) на приведенной в статье диаграмме выражалось всего лишь 20% при $T/T_R$, равном 80%.

Коуэн и Армстронг[1] также упоминают о бетонах, кривая деформации которых на сжатие отклоняется от прямой лишь после того, как нагрузка достигает 50% от разрушающей.

Глэнвилль [44] дал кривые деформации бетона под нагрузками, которые выдерживались в течение 5, 30, 45 и 60 сек. На бетоне (содержавшем 350 *кг/м*³ портланд-цемента), загруженном в возрасте 28 дней, он обнаружил после 5 сек. загружения отклонение от «упругой» прямой при значениях загрузки, начиная с 50 *кг/см*², иными словами, при нагрузке, не достигавшей и 20% от вероятного значения разрушающей. Пластическая деформация возрастает с продолжительностью времени загружения и на 60-й секунде она начинает отклоняться уже при нагрузке, меньшей 10% от разрушающей. На рис. 106, воспроизведенном из работы Глэнвилля, значения деформаций нанесены в функции времени для первой минуты загружения. На 60-й секунде под нагрузкой 131 *кг/см*² возрастание мгновенной упругой деформации выражается в 15%. Поскольку Глэнвилль не изучал процесса разгрузки, нельзя установить, какая доля этого увеличения приходится на упругую деформацию. Возможно, что здесь имеет место, по крайней мере отчасти, вязко-упругая деформация, поскольку полная упругая деформация, как мы это показали выше (см. стр. 225), не является линейной, обнаруживая отклонение уже при нагрузке, составляющей 10% от разрушающей.

Деформация под большими нагрузками была исследована специально Шенком[2], который также получил диаграмму деформации, отклоняющуюся от прямой лишь при нагрузке, составлявшей 70% от разрушающей. Загружая цилиндрический образец с большой скоростью и поддерживая затем эту нагрузку постоянной, он измерял деформации. Результаты испытаний,

---

[1] H. I. Cowan, S. Armstrong, The deformation of concrete in compression and torsion, Civ. Eng. Public. Works Review, 1954, X.

[2] J. R. Shank, Plastic flow of concrete at high overload, J. Amer. Concrete Inst., 1949. II, стр. 493.

с трудом поддающиеся истолкованию, показывают, что при $T/T_R = 92\%$ разрушение наступает до истечения 1 часа.

Оно происходит через 7 час. для $T/T_R$, равного 90,5%. Насколько можно понять из статьи (где начальная пластическая деформация не указана), процесс нарастания медленно протекающей деформации $\Delta_p$ может быть представлен следующей таблицей.

| $T/T_R$ | $\Delta_p/\Delta_E$ | | |
|---|---|---|---|
| | 1 час | 3 часа | 6 час. |
| 0,855 | 0,30 | 0,40 | 0,50 |
| 0,880 | 0,45 | 0,60 | 0,80 |
| 0,905 | 0,55 | 0,90 | 6,40 |

Автор предлагает представить закон быстро протекающего деформирования в функции времени (до 6 час.) выражением $\Delta_p = ct^{1/a}$, где $c$ и $a$ — экспериментальные постоянные.

Нет, однако, оснований ожидать, чтобы зависимость быстро нарастающей пластической деформации бетона от нагрузки можно было выразить каким-либо математическим законом, ибо свойства разных бетонов различны и притом изменяются с возрастом, составом и режимом загружения.

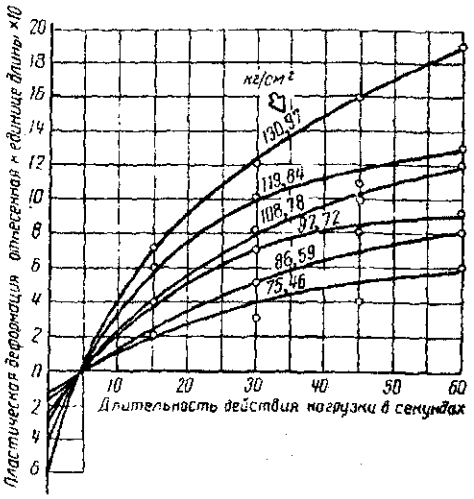


Рис. 106. Быстро протекающая (мгновенная) пластическая деформация бетона. Быстротвердеющий бетон на портланд-цементе (состав по весу 1 : 1½ : 3, осадка 5 *см*, возраст 28 дней), выдерживание на воздухе (по Глэнвиллю)

Некоторые авторы пытались, однако, найти для полной деформации бетона аналитическую формулу. Блэки[1], например, дает выражение такого вида:

$$T = E\Delta e^{-\frac{\Delta}{\Delta_m}},$$

где $\Delta_m$ — деформация для точки максимума кривой.

[1] F. A. Blakey, Stress-strain curves for concrete, Civ. Eng. Public Works Rev. 1953. 1, стр. 57.

Смит и Юнг[1] предлагают формулу

$$\frac{T}{T_c} = \frac{\Delta}{\Delta_m} e^{1-\frac{\Delta}{\Delta_m}},$$

преимущество которой в том, что она учитывает падение нагрузки за максимумом кривой.

Напомним здесь и указанную выше параболическую зависимость Грассем-Фишера.

В конечном счете нужно признать все же, что имеющийся в нашем распоряжении экспериментальный материал еще недостаточно обширен для того, чтобы позволить себе обсуждение ценности этих формул.

Экспериментальные определения удлинений при растяжении немногочисленны, поскольку ограниченность прилагаемых нагрузок снижает точность испытаний.

Наши испытания [59] устанавливают идеальную упругую деформацию со слегка повышенным модулем упругости (не более 5%), насколько эту ничтожную разницу можно заметить.

Грассем и Фишер[2] указывают, что полная деформация изменяется линейно при загрузках до 85% от прочности на растяжение, причем предваряющая разрыв пластическая деформация не превосходит 8% от упругой деформации. Тодд[3], напротив, ссылается на испытания, в которых пластическое удлинение, полученное после превышения 75% прочности на растяжение, составляло больше 26%. Но в этом случае дело шло о призмах, армированных продольным стальным стержнем. Тот факт, что удлинение бетона при разрыве (или при трещинообразовании) повысилось под влиянием стального стержня, не является новым [91]. Поскольку бетон в этих условиях сцепляется со сталью, окончательный разрыв образца задерживается, местное удлинение распределяется, а местное трещинообразование заменяется распределенными микротрещинами, и процесс принимает характер пластической деформации.

Мы применили в лаборатории установку, представлявшую собой отрезок стальной трубы, внутренняя полость которого заполнялась бетоном. Винтовая нарезка позволила обеспечить сцепление между обоими материалами (см. стр. 130). Растягивающее усилие прикладывалось к стальной трубе через муфты с нарезкой и строго центрировалось по ее оси. Поскольку это растягивающее усилие прилагалось к трубе, последняя получала удлинение, а вместе с ней удлинялся в равной мере и бетон.

---

[1] G. M. Smith, L. E. Young, Ultimate flexural analysis based on stress-strain curves of cylinders. J. Amer. Concrete Inst., 1957, II, стр. 597.

[2] См. сноску на стр. 229.

[3] I. D. Todd, The determination of tensile stress-strain curves for concrete, Proc. Inst. Civ. Eng. 1955, I, III, стр. 201.

Это удлинение измерялось по наружной поверхности трубы по показаниям тензометров, размещенных в средней части ее длины. Если модуль упругости стали мы обозначим через $E_a$, площадь сечения стенки трубы — через $\Omega_a$ и соответственно модуль упругости и площадь сечения бетона — через $E_b$ и $\Omega_b$, то при удлинении растягивающее усилие выразится суммой

$$T = e(E_a\Omega_a + E_b\Omega_b).$$

Кривая, представляющая зависимость $T(e)$, расположится между двумя прямыми:

$$\frac{T}{e} = E_a\Omega_a + E_b\Omega_b$$

и

$$\frac{T}{e} = E_a\Omega_a;$$

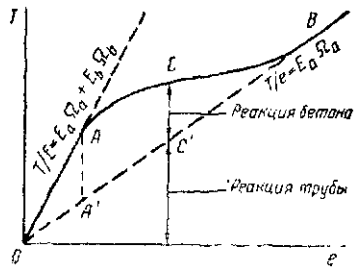


Рис. 107. Совместное удлинение бетона и стальной трубы под нагрузкой

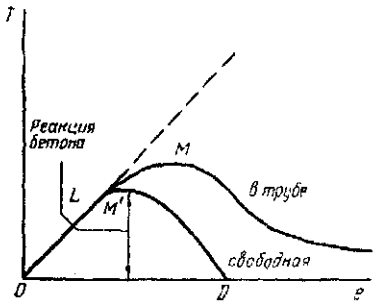


Рис. 108. Реакция бетона со стальной трубой и без нее

последняя из них характеризует состояние, в котором бетон, уже подвергшись разрушению, не реагирует на деформацию (рис. 107).

Экспериментальная кривая принимает вид $OAB$, как это показано на рис. 107. До точки $A$ она совпадает с прямой, имеющей уклон $\frac{T}{e} = E_a\Omega_a + E_b\Omega_b$. В $A$ она дает точку перегиба, после чего совмещается с прямой $OB$, имеющей уклон $\frac{T}{e} = E_a\Omega_a$. Разрушение, таким образом, получается в точке $A$ не мгновенным, ибо в противном случае в кривой должен был бы произойти разрыв непрерывности со скачком $AA'$. Бетон еще оказывает реакцию $CC'$, которая сначала слегка возрастает, а затем постепенно уменьшается.

Нанеся кривую (верхняя кривая) этой реакции $CC'$ в координатах рис. 108, мы увидим, что бетон продолжает оказывать сопротивление деформации трубы (моделирующей арматуру) и до его исчерпания (которое, впрочем, никогда не бывает полным) обнаруживает значительное удлинение.

Но если бетон не соприкасается с трубой, будучи отделен от нее, например, прослойкой из пористого каучука, то максимум $M'$ расположится очень близко к $L$, и реакция полностью исчезнет. Кривая $M'D$ обусловлена распространением одной единственной трещины; падение напряжения будет резким. Кроме того, реакция $T$ в $M'$ будет меньше, чем реакция $T$ в точке $M$. Все это показывает, что кажущаяся пластичность бетона улучшается работой арматуры, а сопротивление бетона растяжению в связи с этим повышается.

Исследования пластичности бетона производились испытанием его на изгиб. Чаще всего для этой цели применяли неармированные бетонные призмы, а тензометры располагали на растянутой грани. Мы пользовались в лаборатории призмами из чистого цементного камня (высокопрочный портланд-цемент HRI) в возрасте 3 месяцев. При доведении нагрузки до 90% от разрушающей никакой измеримой остаточной деформации обнаружено не было. Когда нагрузка достигла 95% от разрушающей, остаточная деформация (de retour) составляла 2—5% от упругой при быстрых (меньше 1 часа) загружении и разгрузке. При выдерживании этой нагрузки в течение 4 час. остаточная деформация доходила до 6—11%. После выдерживания в течение 17 часов она превысила 12,5%. Это показывает, что для цементного камня, а тем более для бетона, мгновенная пластическая деформация очень незначительна, даже под нагрузкой, весьма близкой к разрушающей, что она возрастает, когда нагрузка действует несколько часов, оставаясь все же незначительной на протяжении первых 17 час.[1].

Проведенные в небольшом числе испытания на кручение цилиндров [59] свидетельствуют, по-видимому, о том, что пластическая деформация в этом случае возникает раньше, чем при растяжении. При приближении к разрушению (под нагрузкой, равной 90% от разрушающей) она составляет около 10% от упругой деформации при быстром загружении и 11% — после 24-часового выдерживания под постоянной нагрузкой; возможно, однако, что часть измеренной таким образом деформации следует приписать внутреннему трению испытательного механизма. Эти измерения следовало бы воспроизвести на трубах.

---

[1] Во всех наблюденных случаях полная деформация под 95%-ной нагрузкой не достигала деформации при разрыве, найденной из экстраполяции первой кривой деформации. Это говорит в пользу гипотезы разрушения отрывом, когда удлинение в каком-либо направлении достигает определенной величины (см. стр. 144).

## Длительная деформация. Ползучесть

Если, будучи загружен, бетон остается под действием приложенной нагрузки на длительный срок, то на протяжении всего этого срока он продолжает пластически деформироваться (рис. 109).

К упругой деформации и к мгновенной пластической деформации[1] добавляется длительная пластическая деформация, которую принято называть ползучестью. Эта длительная пластическая деформация стремится, насколько можно судить, к какому-то пределу, если постоянная нагрузка выдерживается в течение весьма продолжительного срока (нескольких лет).

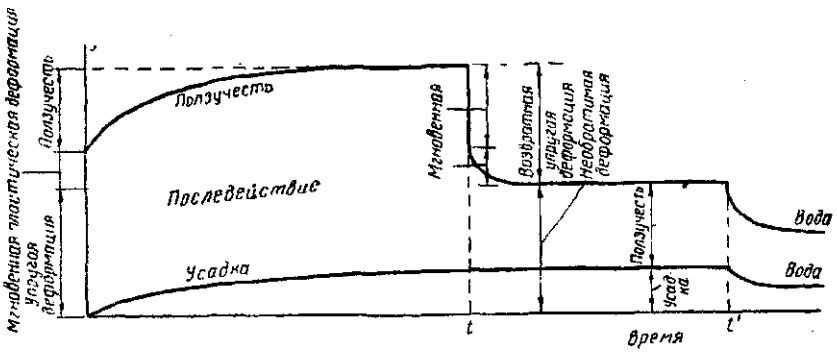


Рис. 109. Диаграмма деформаций бетона под длительно действующими нагрузками, при разгрузке и при погружении в воду

Если в момент времени $t$ образец разгрузить, то он деформируется мгновенно в обратном направлении на величину, меньшую, чем первоначальная упругая деформация. Но эта упругая деформация не сохраняет своей величины: если разгруженный образец оставить в покое, то он будет продолжать деформироваться в прежнем смысле, обнаруживая, таким образом, упругое последействие. Он подвергается еще и остаточной деформации, но в состав ее войдет и часть усадки, которую бетон получил за тот же срок выдерживания. Поэтому действительная остаточная деформация, являющаяся результатом ползучести, определится, по-видимому, как разность между полной остаточной деформацией и усадкой. В дальнейшем мы вернемся к этому вопросу.

Если в момент времени $t' > t$ два образца (один из которых испытывается на ползучесть, другой — на усадку) поместить в воду, они будут набухать. При этом образец, подвергнутый загружению, набухнет больше, чем выдержанный без нагрузки.

[1] Образующейся в течение 1 часа или 1 суток, по определениям различных авторов.

На рис. 109 представлен график сжатия бетона. График растяжения бетона будет отличаться от него лишь тем, что усадка получит в нем обратный знак.

Такова в общих чертах феноменология ползучести, к детальному изучению которой мы теперь обратимся.

Первое известное исследование ползучести было опубликовано Вулсоном (Woolson) в 1905 г.[1]. В проведенном им испытании железобетонных балок установлена тенденция бетона к деформированию, нараставшему под нагрузкой со временем. Хэтт (Hatt) опубликовал аналогичные результаты в 1907 г., а Ф. Р. Макмиллан (F. R. Mac Millan) — в 1915 г. Фрейссине провел несколько испытаний того же рода в Мулэне в 1907—1909 гг., но не опубликовал их. Они нашли, однако, отражение в курсе А. Менаже (A. Mesnager), который читался этим автором в Парижской школе мостов и дорог в 1913 г. Фуллер и Мур (Fuller, Moore), Смит и Гольдбек (Smith, Goldbeck), затем Джэнни (Ianni), еще раз Ф. Макмиллан и Квайрк (Quirke) опубликовали многочисленные результаты в 1916 г. в ряде американских журналов. К 1921 г. в экспериментальную работу по этому вопросу было вовлечено уже довольно большое число научных работников, а Ф. Макмиллан в своем отчете Американскому институту бетона приводит уже обобщающие выводы из этих работ. В 1925 г. Калифорнийским университетом под руководством проф. Дэвиса (Davies) были предприняты систематические исследования факторов, влияющих на ползучесть, после чего в научных американских журналах появилось много сообщений о полученных результатах. В Европе первыми печатными работами в этой области были сообщения Фрейссане в 1926 г. (на конгрессе в Вене), Оскара Фабера (O. Faber) — в 1928 г. [32] и еще раз Фрейссине в 1929 г. (на конгрессе в Льеже). Различные лаборатории предприняли углубленное изучение ползучести и в числе их английская строительная научно-исследовательская станция (Building research station) под руководством Глэнвилля, возглавлявшего тогда это авторитетное учреждение [44].

Отметим еще относящиеся к тому же периоду исторические работы Р. Дэвиса [21—25], Штрауба [117] и др. С этого времени многочисленные работы стали появляться в Америке, Европе и во всем мире. Источники, которые нам удалось разыскать, перечислены в библиографическом приложении, в конце этой статьи. Значительное число их имеется в каталоге библиотеки при лаборатории Парижского института строительной техники (LBTP).

Проанализируем теперь общий научный вклад всех этих трудов и попытаемся извлечь из него практические выводы.

---

[1] Алфавитный указатель литературы по вопросам ползучести, который мне удалось составить, приводится в конце настоящей статьи.

Прежде всего установим факторы, определяющие процесс ползучести. Такими факторами являются:

тип действующей нагрузки (сжатие, растяжение, изгиб, кручение);

интенсивность нагрузки (величина напряжения);

продолжительность действия нагрузки;

возраст бетона в момент загружения;

режим выдерживания (влажность, температура);

состав бетона;

объем испытуемого образца и влияние усадки.

Как видим, этих факторов довольно много, и это вносит в нашу пока далеко еще не решенную задачу значительные трудности.

### Приборы для исследования ползучести

Стандартных приборов для изучения ползучести не существует, но разнообразный их инвентарь можно свести к нескольким простым типам.

В испытаниях на сжатие чаще всего пользуются приборами со спиральной пружиной (рис. 110). Рассчитанная для этой цели пружина устанавливается на образце и вместе с ним помещается под пресс. Четыре стержня-болта с нарезками соединяют верхний и нижний диски, которые затягиваются на время загружения зажимными гайками таким образом, что расстояние между ними остается постоянным после разгрузки.

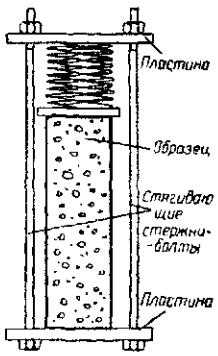


Рис. 110. Пружинный прибор для испытаний на ползучесть

Были предложены различные конструктивные варианты этого типа. Тот, которым уже 20 лет пользуется парижская лаборатория, представляет собой неподвижную раму в виде стальной отливки с укрепленным по ее оси центральным винтом и единственной зажимной гайкой. Спиральная пружина заменена столбиком шайб Беллевиля. Шарик обеспечивает центрирование прилагаемой силы (рис. 111). Неудобством этой установки является возможность потери предварительного напряжения в результате растяжения рамы или стержней-болтов (величину этой потери можно оценить установленными на стержнях тензометрами). Другой ее недостаток состоит в потере некоторой величины нагрузки, получающейся вследствие постепенного укорочения бетонного цилиндра. Действительно, поскольку длину стержней следует считать постоянной или мало изменяющейся, пружина должна удлиняться на величину, равную величине деформации бетона (пластической деформации и усадке), вследствие чего образец разгружается. Для получе-

ния конкретных значений этих потерь мы отметили потери напряжений по истечении 1 200 дней в бетоне, загруженном в 30-дневном возрасте, определив их по измерению силы, необходимой для ослабления винта:

| Напряжение вначале в *кг/см²* | 39 | 78,5 | 118 | 157 | 197 |
|---|---|---|---|---|---|
| Потеря напряжения в *кг/см²* . . | 39 | 12,5 | 16 | 28 | 36 |

Мы видим, что подобную потерю напряжения отнюдь нельзя признать пренебрежимо малой.

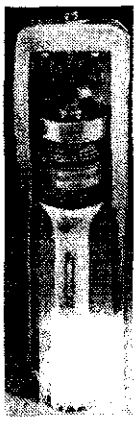

Рис. 111. Прибор лаборатории Парижского научно-исследовательского института строительной техники с шайбами Беллевилля для испытаний на ползучесть

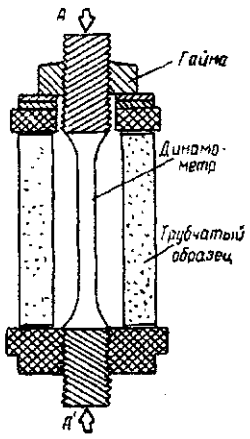


Рис. 112. Прибор с осевым динамометром для испытаний трубчатых образцов на прочность, разработанный Парижским научно-исследовательским институтом строительной техники

По совершенно иному принципу сконструирован другой прибор нашей лаборатории [41] — осевой динамометр в виде стального цилиндрического стержня с нарезкой по концам (рис. 112). Этот динамометр вводится в трубчатый образец, укрепляется на нижнем диске и проходит через концентрическое отверстие в верхнем диске. Зажимная гайка позволяет привести динамометр в напряженное состояние растяжения и вызвать сжатие образца. Последнее оценивается динамометром по изменению

расстояния между двумя коническими чашками на концах $A$ и $A'$ — это изменение расстояния измеряется обычным ретрактометром (прибором, которым пользуются при измерении усадки).

В этой системе ползучесть вызывает падение растягивающего усилия в динамометрическом стержне, которое и измеряется ретрактометром. Пусть $\delta$ — отмеченное сокращение длины $AA'$. Новый поворот гайки позволит вернуться к прежнему положению и т. д. Сумма $\delta + \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \ldots$, получаемая в результате ряда последовательных поправок на первоначальное растяжение, должна дать величину ползучести при условии, если каждое слагаемое $\delta$ мало.

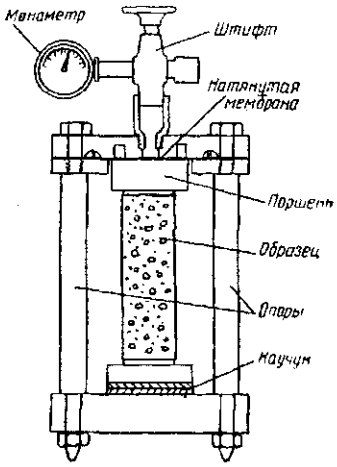


Рис. 113. Схема манометрического прибора для испытаний на ползучесть по принципу Руша, разработанному лабораторией Парижского научно-исследовательского института строительной техники

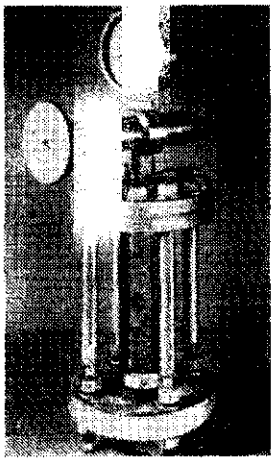

Рис. 114. Манометрический прибор для испытаний на ползучесть по принципу Руша, разработанному лабораторией Парижского научно-исследовательского института строительной техники

Но в проведении исследований по этому методу требуется большая тщательность, так как повороты компенсационной гайки следует производить с высокой точностью, пользуясь для этой цели растягивающей машиной, с тем чтобы не вызвать в образце крутящих моментов; регулировку же растяжения в этих условиях трудно обеспечить с должной точностью. Временно мы этот метод оставили.

Новейшие приборы оснащены гидравлическими устройствами для загрузки. Руш (Rusch) в Мюнхене заменил пружи-

ну манометрической каучуковой подушкой, заделанной в цилиндрическую коробку с одним отверстием, крышкой которого служит нижний торец бетонного образца. Давление распределяется здесь, таким образом, весьма равномерно. Регулирование давления осуществляется с помощью пневматического резервуара, сообщающегося с маслом, которым заполняется каучуковая подушка и которое играет роль пружины. Корректировку давления производят всякий раз, как обнаруживается его заметное падение.

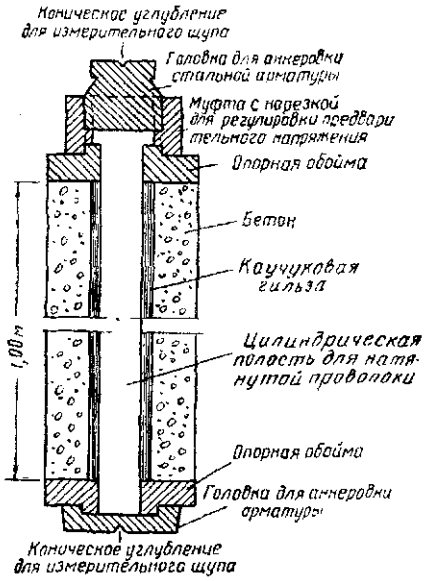


Рис. 115. Прибор с предварительно напряженной арматурой для испытаний на ползучесть по принципу Бертье, разработанный лабораторией Парижского научно-исследовательского института строительной техники

По этому же принципу мы сконструировали автономный масляный манометр, в котором компенсация производится простым винтовым штифтом, как это показано на рис. 113 и 114. Отмеченное манометром давление масла действует на гибкую мембрану, которая давит в свою очередь на поршень, загружающий образец. Этот прибор принес полное удовлетворение: образец в нем можно разгружать и вновь устанавливать на место без всяких трудностей, измеренные же деформации точно отражают действительные их величины.

В другой нашей лаборатории (в Касабланке) Бертье провел испытания трубчатых образцов длиной 1 *м*, внутри которых по оси располагается пучок предварительно растянутой проволоки толщиной 8 *мм* (рис. 115).

Доуэнс [26] в нашей парижской лаборатории уже 8 лет пользуется аналогичным прибором в исследовании влияния ползучести на потерю (ослабление, релаксацию) предварительного напряжения (рис. 116). Две бетонные призмы располагаются вдоль пары натянутых арматурных проволок по одну и другую сторону от них, причем усилия в проволоках передаются на призмы. Напряжение в проволоках определяется из измерения собственных частот поперечных вибраций. Ползучесть измеряется с помощью компараторов.

В исследовании ползучести измерение деформаций представляет серьезную проблему не потому, что для этого нет подходящих типов тензометров или они не удовлетворяют требованиям по своему качеству, а потому, что эти дорогие и чувствительные приборы очень трудно укрепить в неподвижном состоянии на длительные сроки, исчисляемые месяцами и годами.

Шестереночный компаратор одновременно и прост, и недорог, но при его низком коэффициенте масштабного увеличения (100 или 1 000) он нуждается в больших базах измерения. Вообще им пользуются, когда торец образца доступен (приборы Доуэнса и Бертье). Измеритель деформаций и дилатометр со щупами позволяют сделать компаратор сменным. По граням

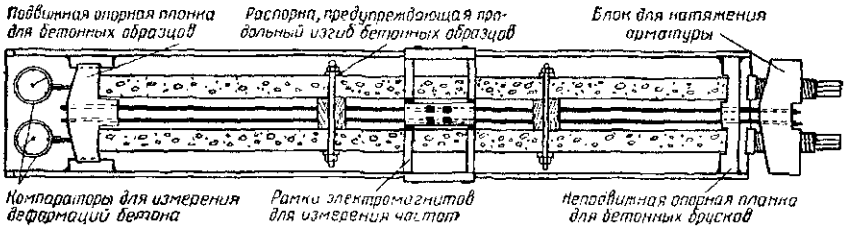


Рис. 116. Прибор для изучения влияния ползучести на релаксацию предварительного напряжения по принципу Доуэнса, разработанный лабораторией Парижского научно-исследовательского института строительной техники

образца фиксируются контакты с канавкой, а приспособление с компаратором (с предварительным механическим увеличением) позволяет измерять относительные перемещения этих контактов. Этот прием, не обладающий совершенством, но очень удобный и экономичный, нашел применение у многих экспериментаторов (Дютрон, Руш).

Электротензометры сопротивления страдают сами ползучестью, что делает их неприемлемыми в изучении ползучести. Оптическое увеличение с помощью поворотного зеркала с успехом было использовано Глэнвиллем, но оно сопряжено с мерами предосторожности (абсолютная неподвижность образцов), препятствующими найти ему широкое распространение.

Метод, которым мы пользуемся уже 20 лет и который нам кажется самым удобным,— это метод вибрирующей струны [59]. Стальные контакты фиксируются на поверхности, между ними натягиваются стальные проволоки (струны фортепьяно). Изменения частоты поперечных колебаний с большой точностью воспроизводят изменения длины струны. Это хорошо известный способ струн Койна (Coyne).

## Ползучесть при длительном сжатии

Факторами, влияющими на течение этого процесса, являются:

длительность действия нагрузки;
величина нагрузки;
возраст образца в момент загружения;
режим выдерживания;
состав бетона;
объем испытуемого образца.

Рассмотрим сначала по порядку перечисленные факторы, а затем установим и остальные.

### Длительность действия нагрузки

Мы займемся теперь только «длительной» деформацией, обнаруживающейся лишь спустя 1 час (или день, по определению

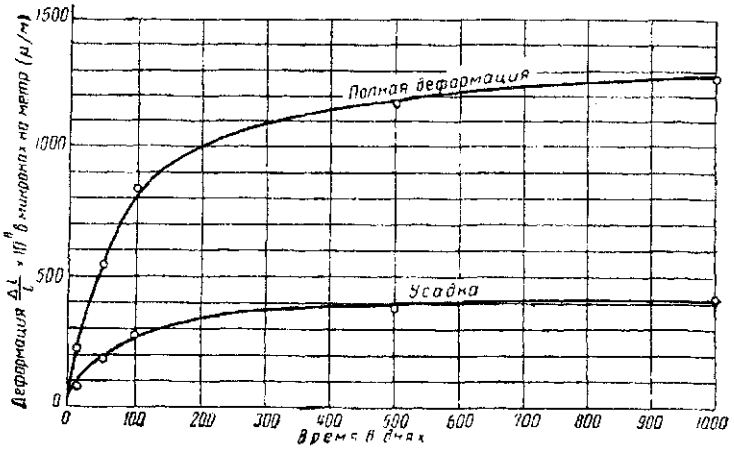


Рис. 117. Ползучесть при длительном сжатии; влияние продолжительности действия нагрузки. Результаты произведенных Лекамю испытаний бетона (цилиндрические образцы диаметром 9 *см*), загруженного в возрасте 30 дней с напряжением 126 *кг/см*²; воздушное хранение при влажности 75%. Расход цемента 350 *кг/см*³ с заполнителями из р. Сены

других авторов) после загружения, чтобы отличить ее от полученных ранее быстро нарастающих деформаций.

Из имеющихся экспериментальных исследований ползучести остановимся на одном, выполненном Лекамю в парижской лаборатории [59]. Цилиндрический образец диаметром 9 *см* из бетона, содержавшего 350 *кг/м*³ портланд-цемента, испытывался

в возрасте 30 дней в атмосфере с относительной влажностью 75% под нагрузкой 126 *кг/см*². Результаты испытания представлены в виде графика нарастания деформации на рис. 117. Мы видим, что ординаты этой кривой приближаются асимптотически к некоторому максимальному значению $\Delta_m$. Для того чтобы четко выявить этот предел, выгодно принять для абсцисс логарифмическую шкалу (рис. 118). Нарастание деформации, как видно на этом втором графике, прекращается по истечении приблизительно 800 дней; величина же $\Delta_m$ определяется здесь более четко.

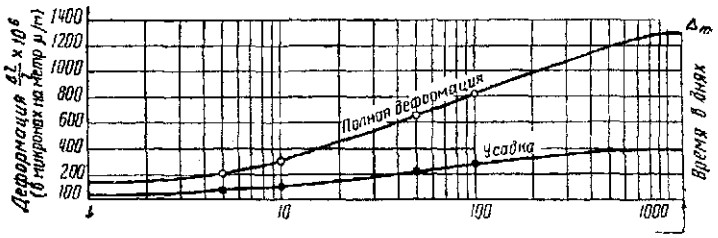


Рис. 118. Результаты испытаний (рис. 117), нанесенные в сетке координат с логарифмической шкалой по оси абсцисс

Если бы мы попытались выразить эту кривую эмпирической формулой, то, пожалуй, самым удачным решением было бы придать ей вид

$$\Delta = \Delta_m (1 - e^{-Kt}),$$

где $t$ — время;

$K$ — постоянная.

Эту формулу можно представить еще и иначе:

$$(\Delta_m - \Delta) = \Delta_m e^{-Kt},$$

т. е. в виде интеграла основного дифференциального уравнения

$$\frac{d\Delta}{dt} = K(\Delta_m - \Delta).$$

Это значит, что нарастание деформации за определенный промежуток времени должно было бы быть пропорционально деформации, которой предстоит осуществиться в дальнейшем. Взяв логарифмы от обоих членов исходной функции, получим

$$\ln \Delta_m - \ln (\Delta_m - \Delta) = Kt.$$

Не предваряя результата, нанесем значения $\Delta_m - \Delta$ по оси ординат в логарифмической шкале (рис. 119). Очевидно, что мы не получим прямой. Коэффициент $K$ — величина, обратная вязкости, уменьшается с возрастом бетона. Если $a$ — возраст об-

разца в момент загружения, то изменения $K$ должны быть функцией $a+t$.

Примем для коэффициента $K$, входящего в основное дифференциальное уравнение, значение[1]

$$K' = \frac{K_1}{a+t} + K_2.$$

Тогда это уравнение получит вид

$$\frac{d\Delta}{dt} = (\Delta_m - \Delta)\left(\frac{K_1}{a+t} + K_2\right).$$

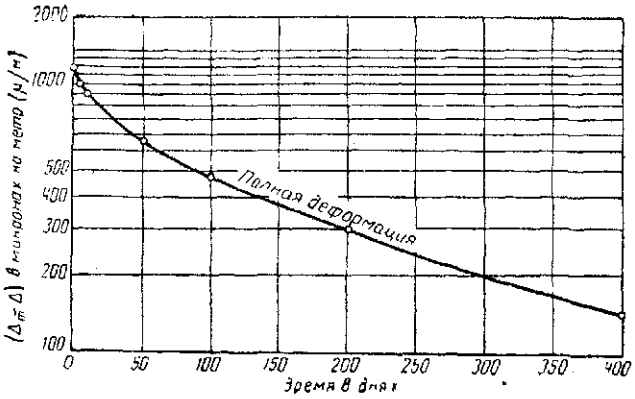


Рис. 119. Результаты испытаний (рис. 117), нанесенные в сетке координат с логарифмической шкалой по оси ординат

Интегрирование его дает

$$\ln(\Delta_m - \Delta) = \ln \Delta_m - K_1 \ln \frac{a+t}{a} - K_2 t.$$

В целях проверки нанесем по осям прямоугольной системы координат с логарифмическими шкалами значения $\Delta_m - \Delta$ и $\frac{a+t}{a}$ (рис. 120). Мы видим, что при значениях $K_1 = 0{,}72$, $K_2 = 0{,}08$ соответствие получается удовлетворительным и что заметное замедление деформации отмечается после 750 дней действия нагрузки. Укажем еще, что выведенную нами формулу можно записать и в таком виде:

$$\Delta = \Delta_m \left[1 - e^{-\left(K_1 \ln \frac{a+t}{a} + K_2 t\right)}\right].$$

Конечно, она является эмпирической.

[1] Коэффициенту $K$ можно было бы приписать значение, зависящее от механического сопротивления в определенный момент. Только за отсутствием точной величины этого сопротивления мы не смогли сделать проверку.

На рис. 121 воспроизведен пример, заимствованный из работы Р. Дэвиса-Г. Дэвиса [21], в которой для одного и того же бетона под двумя различными нагрузками получились почти одинаковые коэффициенты $K_1$ и $K_2$. На кривой (рис. 122), построенный по результатам Глэнвилля, в двух случаях для $K_1$,

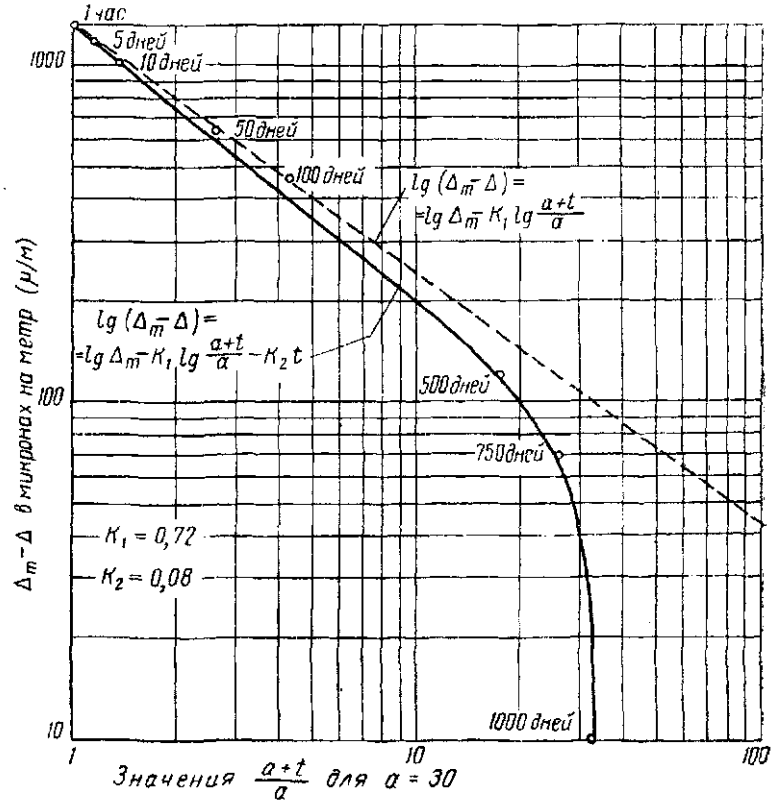


Рис. 120. Результаты испытаний (рис. 117) в логарифмической системе координат для $\Delta_m - \Delta$ и $\frac{a+t}{a}$, где $a$ — возраст загружения в днях. По позднейшим исправлениям автора: $K_2 = 0,00077$, вместо $K_2 = 0,08$ (см. Ann. Inst. Bat № 123/124).

находится значение, близкое к 0,62; что касается $K_2$, то установить для него точное значение оказалось невозможным, по-видимому, оно близко к 0,3.

Для всех этих бетонов коэффициент $K_1$ изменяется мало, поскольку он остается всегда близким к 0,65. Определение его, впрочем, не представляет трудностей, так как точки ложатся без разброса. Коэффициент же $K_2$ вычислить труднее, так как он связан с разностями деформаций, которые становятся малы-

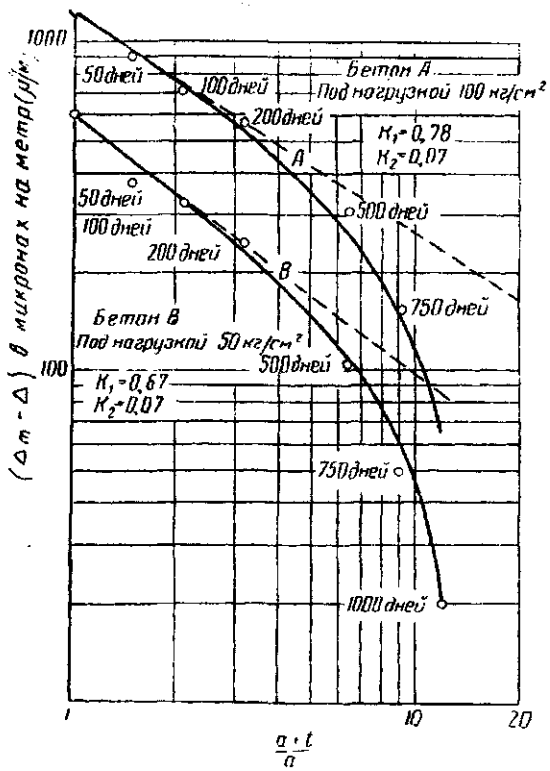


Рис. 121. Влияние длительности действия нагрузки (результаты испытаний Р. Дэвиса и Г. Дэвиса при загружении бетона в возрасте 3 месяцев). По позднейшим исправлениям автора: $K_1=0,67$, вместо 0,78; $K_2=0,0005$, вместо $K_2=0,07$; $K_1=0,79$, вместо 0,67; $K_2=0,00079$, вместо 0,007.

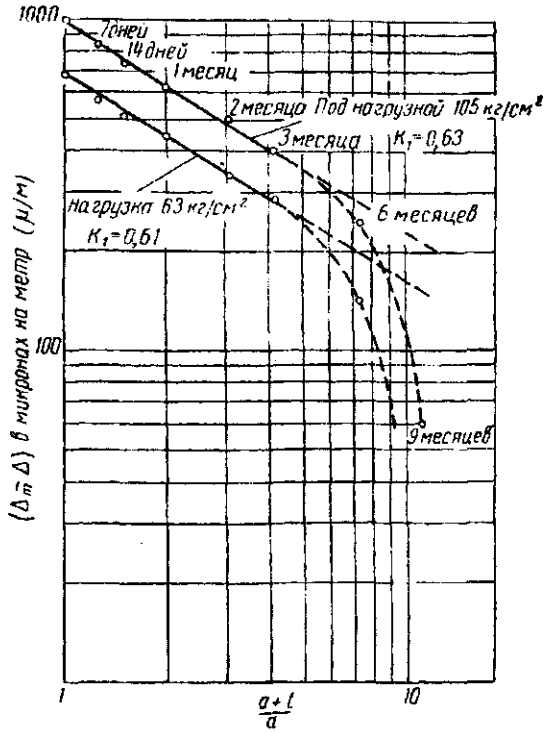


Рис. 122. Влияние длительности действия нагрузки (результаты испытаний Глэнвилля при загружении бетона в возрасте 28 дней). По позднейшим исправлениям автора: $K_1=0,64$, вместо 0,63; $K_1=0,60$, вместо 0,61.

ми и нечеткими в стадии, предваряющей стабилизацию деформаций.

Рис. 123 возвращает нас к испытаниям Лекамю [59], выполненным на том самом бетоне, который находился в лаборатории под нагрузкой 1 200 дней.

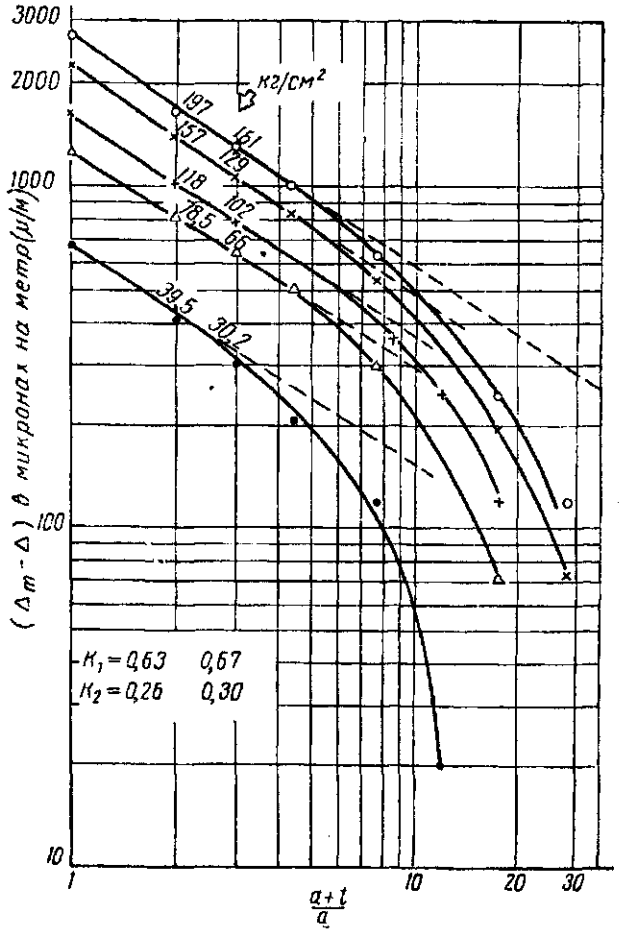


Рис. 123. Влияние длительности действия нагрузки (результаты испытаний Лекамю при загружении бетона в возрасте 1 месяца напряжениями различной интенсивности (влажность 75%). По позднейшим исправлениям автора: $K_1 = 0,70$, $K_2 = 0,00047$ (вверху справа рисунка). $K_1 = 0,65$, вместо 0,63—0,67; $K_2 = 0,0014$, вместо $K_2 = 0,26$—0,30.

Рабочие напряжения с начала испытания выражались величинами 197; 157; 118; 78,5; 39,5 *кг/см²*. Они постепенно снижались под воздействием усадки и в результате связанного с нею ослабления пружин. Несмотря на это кривые, построенные в

координатах $\ln(\Delta_m - \Delta)$ и $\ln\left(\frac{a+t}{a}\right)$, прекрасно отражают явления; прямолинейные участки кривых почти параллельны; $K_1$ изменяется в пределах 0,72—0,75, т. е. равен в среднем 0,73; $K_2$ — в пределах 0,26—0,30, т. е. равен в среднем 0,28. Постоянные $K_1$ и $K_2$, по-видимому, совершенно не зависят от величины

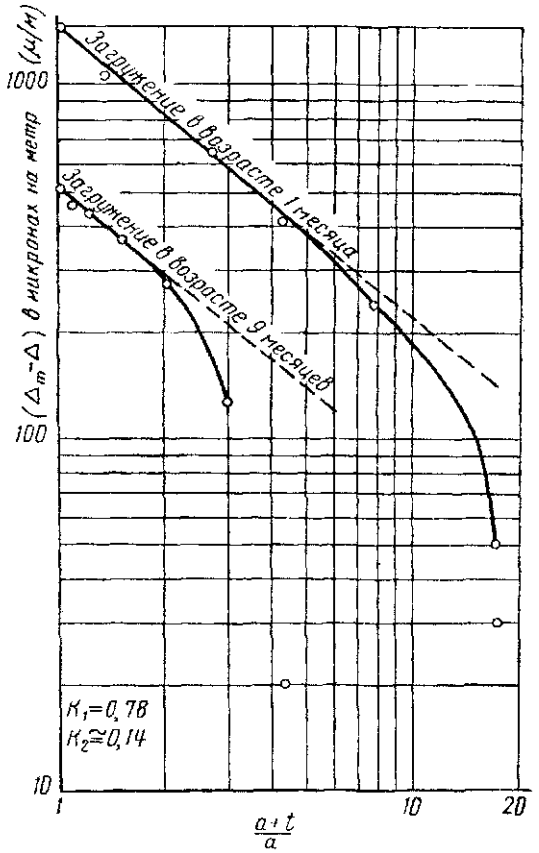


Рис. 124. Влияние длительности загружения (результаты испытаний Лекамю при загружении бетона напряжением 126 *кг/см²* в возрасте 1 месяца и 9 месяцев). По позднейшим исправлениям автора: $K_1$=0,75, $K_2$=0,00043 (вверху справа рисунка). $K_1$=0,80, вместо 0,78; $K_2$=0,0005, вместо≈0,14

нагрузки для определенного бетона, впрочем, при постоянстве всех прочих условий.

С тем чтобы изучить влияние возраста загружения, рассмотрим бетон, использованный Лекамю. Одна группа образцов из него была загружена в возрасте 30 дней, другая — в возрасте 9 месяцев. Построение эмпирических кривых в той же логарифмической системе координат привело к диаграмме

рис. 124, где деформации отсчитывались, начиная с конца первого дня действия нагрузки. График позволяет констатировать приблизительное постоянство значений коэффициента $K_1$, близкого к 0,78, и близкое к 0,16 значение более трудно определимого коэффициента $K_2$. На этом основании мы вправе утверждать, что значение $K_1$, вероятно, не зависит от возраста, в отношении же $K_2$ эту гипотезу нужно еще проверить. Если мы ее примем, то длительное течение данного типа бетона можно будет представить окончательно выражением вида

$$\frac{d\Delta}{dt} = (\Delta_m - \Delta)\left[\frac{K_1}{a+t} + K_2\right],$$

где $K_1$ и $K_2$ — постоянные характеристики данного бетона, а выражение $\frac{K_1}{a+t} + K_2$ представляет собой величину, обратную коэффициенту вязкости, или представляющую коэффициент текучести, уменьшающийся с возрастом бетона $(a+t)$. Через $\Delta$ и $\Delta_m$ обозначены здесь полные деформации (с включением усадки), отмеченные за тот же срок испытания.

Мы полагаем, что следует различать *деформацию длительную* и *быстро протекающую деформацию* от загружения, для момента завершения которой мы фиксировали условно срок в 1 час и которую мы обозначим через $\Delta_l$. Тогда *полная* длительная деформация выразится суммой

$$\Delta_t = \Delta + \Delta_l = \Delta_l + (\Delta_m - \Delta_l)\left[1 - e^{-\left(K_1 \ln \frac{a+t}{a} + K_2 t\right)}\right].$$

Поправка $\Delta_l$ принимает существенно важное значение, если бетон загружается в раннем возрасте.

## Величина нагрузки

Некоторые авторы (Глэнвилль [44], Лермит, Доуэнс [26]) утверждают, что окончательная величина деформации по истечении продолжительного процесса ползучести пропорциональна нагрузке, другие, — как будто, уверены в обратном.

Для выяснения этого вопроса мы нанесли значения ползучести с графика на рис. 123 в функции нагрузок для различной длительности загружения. Заметим, что здесь имеется в виду полная деформация с включением усадки. Результаты построения приведены на рис. 125.

Полная деформация, как видим, пропорциональна нагрузке, когда последняя становится значительной; напротив, при малых нагрузках она приближается по своему значению к усадке. Иными словами, кривые деформации имеют своим началом значения усадки при нулевой нагрузке, а затем стремятся асимптотически занять положение прямой, проходящей через начало,

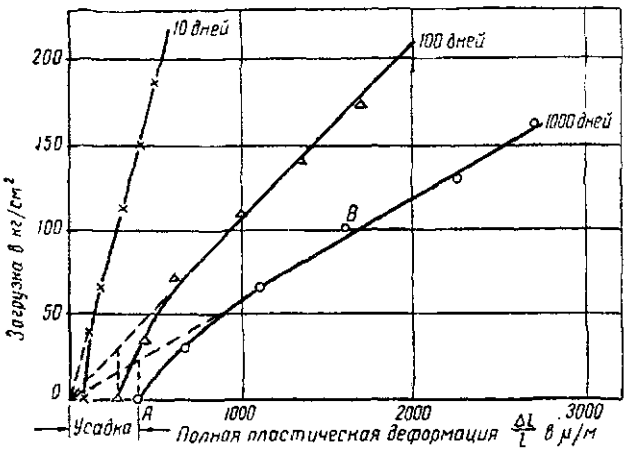


Рис. 125. Ползучесть при длительном сжатии. Влияние величины нагрузки. Полная пластическая деформация в функции нагрузки для бетона различных возрастов (исследован тот же бетон, что и в испытании, результаты которого приведены на рис. 122)

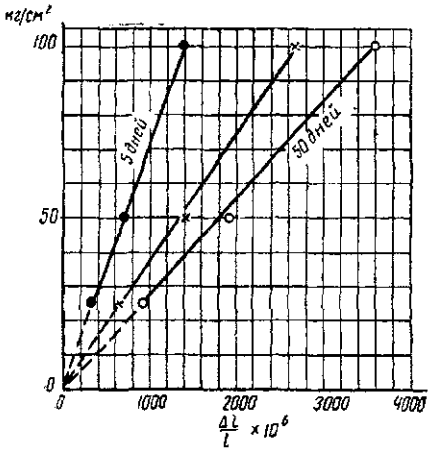


Рис. 126. Ползучесть чистого цементного камня (портланд-цемент), загруженного в возрасте 7 суток и выдержанного при относительной влажности воздуха 50% (результаты испытаний Джангреко)

(нулевая усадка). Явления ползучести и усадки сочетаются, но количественные показатели их не аддитивны. Джангреко (см. стр. 238) провел наблюдения над ползучестью в чистом цементном камне при сроках до 50 дней (рис. 126). Полные деформации (с учетом усадки) обнаружили свой четко выраженный линейный характер повсюду за исключением области, где напряжения были ниже 25 *кг/см*² и где по выражению автора они становятся неопределенными, поскольку совпадают в порядке величин с деформациями усадки (при 50% влажности).

Глэнвилль указывает, что деформации (за вычетом усадки) пропорциональны по истечении года нагрузке, но эти результаты (см. стр. 230), по-видимому, не противоречат по существу тому, что могла бы дать кривая на рис. 125 для 1 000 дней, если бы мы провели из *A* прямую через точки, направляющиеся в сторону *B*. Поскольку автор применял нагрузки не свыше 100 *кг/см*², расхождение между кривой и прямой едва уловимо.

### Возраст бетона в момент загружения

Экспериментальный материал, относящийся к оценке влияния больших различий в возрасте, довольно беден. Не касаясь кривой ползучести в ее аналитическом выражении, приведем ниже несколько отношений ползучести при значительных возрастах, отсчитываемых от даты начала загружений. Эти отношения даются по схеме

$$\frac{\text{возраст загружения 1}}{\text{возраст загружения 2}} \quad \Bigg| \quad \frac{\text{ползучесть } (m \text{ дней})}{\text{ползучесть } (n \text{ дней})}$$

Число *n* берется в испытаниях по возможности бо́льшим. В указанных результатах учтена усадка; сообщаются режим выдерживания и напряжения.

По Дэвису ($3^1/_2$ года)

| | *T* в *кг/см*² | $\frac{a\,(28 \text{ дней})}{a\,(90 \text{ дней})}$ |
|---|---|---|
| Воздух 70% | 48<br>72 | 1,13<br>1,23 |
| Вода | 48<br>72 | 1,75<br>1,60 |

| | | |
|---|---|---|
| По Лекамю (лаборатория Парижского НИИС – 4 года) | | |
| Воздух 75% | $T = 126$ кг/см² | $\frac{a(28)}{a(270)} = 2{,}10$ |
| По Глэнвиллю (портланд — 6 месяцев) | | |
| Воздух 75% | $T = 42$ кг/см² | $\frac{a(7)}{a(90)} = 1{,}50$ |
| По Дютрону (портланд — 900 дней) | | |
| Воздух 75% | $T = 30$ кг/см² | $\frac{a(14)}{a(60)} = 1{,}25$ |

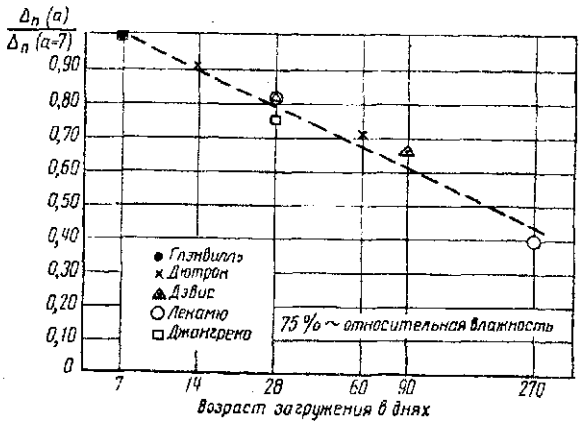


Рис. 127. Ползучесть при длительном сжатии. Влияние возраста загружения. Полная окончательная ползучесть (результаты испытаний, проведенных пятью различными авторами)

На рис. 127 нанесены отношения между окончательной деформацией после загружения в возрасте ($a$) и окончательной деформацией для $a=7$ дням: $\frac{\Delta_n(a)}{\Delta_n(a-7)}$. Точки, как видим, ложатся довольно гладко, но было бы самонадеянным делать отсюда какие-либо теоретические заключения. Полагают вообще, что полная деформация ползучести обратно пропорциональна механической прочности бетона в момент загружения [41], но это еще далеко не доказано, и ни одного серьезного систематического исследования по этому вопросу до сих пор не опубликовано.

## Режим выдерживания

Дэвису первому удалось выяснить большое влияние на ползучесть влажности среды. На обыкновенном бетоне, загруженном в возрасте 28 дней напряжением 65 *кг/см*², по истечении $4^1/_2$ лет им были получены следующие значения ползучести.

| Относительная влажность в % | Полная ползучесть в μ/м | Усадка[1] без нагрузки в μ/м | Вычисленная ползучесть в μ/м |
|---|---|---|---|
| Вода | 180 | —120 | 200 |
| Воздух 90% | 250 | —100 | 240 |
| „ 70% | 1 450 | 750 | 1 460 |
| „ 50% | 2 100 | 1 200 | 2 100 |

Как видно из таблицы, ползучесть в воде получается значительно меньшей, чем в сухом воздухе (менее $^1/_{10}$).

Таблица подтверждает также прямую взаимозависимость, или по крайней мере корреляцию, между ползучестью и усадкой. Нами было предложено (см. стр. 108) связать оба эти процесса формулой

$$\Delta_m = \Delta_{mi}\left(1 + Q\frac{\Delta_r}{\Delta_{r_0}}\right),$$

где $\Delta_{mi}$ — ползучесть при отсутствии усадки;
$Q$ — постоянная, зависящая от свойств бетона;
$\Delta r_0$ — теоретическая усадка для относительной влажности, равной нулю;
$\Delta_r$ — фактическая усадка при данной влажности.

Это выражение линейно относительно влажности $\theta$, поскольку линейной в этом смысле является и усадка. Результаты вычисления для $\Delta_{mi} = 390 \cdot 10^{-6}$, $\frac{\Delta l}{l}$ и $Q\frac{\Delta_{mi}}{\Delta_{r_0}} = 1{,}42$ приведены в четвертом столбце таблицы. Совпадение опытных и расчетных результатов превосходное; подтверждается 10-кратное увеличение ползучести в сухом воздухе (относительная влажность 50%) по сравнению с ползучестью в воде.

Для выяснения влияния влажности среды имеется мало точно поставленных экспериментов. Глэнвилль выдерживал бетон в воздухе своей лаборатории и увлажнял некоторые образцы смоченной лентой. Дютрон различает в этом смысле влажный воздух и сухой воздух, указывая, что во второй среде деформации получаются в 4 раза бо́льшими, чем в первой. Много, однако, остается сделать, чтобы уточнить этот вопрос.

До сих пор мы игнорировали в наших рассуждениях значе-

[1] Для бетона эти значения усадки представляются несколько завышенными; мы их, однако, приводим, как они указаны автором.

ние предварительного выдерживания. Но Дэвис показал, что выдерживание в воде до момента загружения способно резко снизить последующую усадку. Если образец выдерживать 28 дней в воде, а не в сухом (с влажностью 50%) воздухе, то ползучесть за вычетом усадки снижается на 350-й день с 550 до 175 μ/м. Если сюда присоединить вероятное влияние усадки, то разница останется еще значительной. Мы можем опытным путем определить прочность $R$ на сжатие к моменту загружения и ввести поправочный член в приведенную выше эмпирическую формулу:

$$\Delta = \frac{D}{R}\,\Delta_{mi}\left(1 + Q\,\frac{\Delta_r}{\Delta_{r_0}}\right),$$

где $D$ — дополнительная постоянная, характеризующая свойства принятого бетона.

Мы поступили бы еще лучше, если бы заменили отношение $D/R$ некоторой, подлежащей определению функцией от $R$, т. е. $f(R)$, или же функцией продолжительности выдерживания в среде с относительной влажностью $\varphi$, т. е. $\Phi(\theta, \alpha)$. Но у нас нет пока никаких данных, которые позволили бы установить форму этой функции.

Новейшие испытания Симена [105] посвящены вопросу о влиянии предварительной обработки бетона паром. Автоклавная запарка при 180° под давлением снижает величину модуля упругости бетона на 30% по сравнению с бетоном, затвердевшим при влажности 30%. Но в 70-дневном возрасте ползучесть автоклавного бетона составляет приблизительно $^1/_4$ контрольной цифры. Сверх того, ползучесть автоклавного бетона как будто очень быстро стабилизируется (приблизительно к 30-дневному сроку). Если прибегнуть к кремнеземно-известковой реакции (введение тонко размолотого песка), ползучесть после автоклавной обработки падает до ничтожной величины $50 \cdot 10^{-6}$ к 90-дневному возрасту, оставаясь уже с 10-го дня практически постоянной. Такому же снижению подвергается и усадочная деформация; вероятно, это связано со структурой гидратов.

Сошлемся в подтверждение сказанного на оригинальную статью Росса [1], предлагающего подвергнуть бетон до загружения термической обработке или же вакуумной сушке, с тем чтобы вызвать его высыхание.

Введение образца к моменту загружения в более влажную атмосферу вызывает его набухание, компенсирующее, по крайней мере отчасти, последующую ползучесть.

## Состав бетона

Влияние состава бетона изучалось Дэвисом, Глэнвиллем и др. Гранулометрический состав также играет некоторую роль, равно как и водоцементное отношение. Самое лучшее, что мы

[1] A. D. Ross., Shrinkless and creepless concrete. Civ. Eng. Publ. Works Rev, 1951. XI.

можем сделать, — это изучить опубликованные в имеющейся литературе значения ползучести, отмеченные после длительного выдерживания образцов.

Просмотр этих данных убеждает нас в том, что результаты, полученные различными авторами, не противоречат друг другу. С увеличением расхода цемента всеми отмечается снижение ползучести, которое хотя и компенсируется увеличением усадки, однако все же остается реальным фактом. С другой стороны, в весьма жирных растворах наблюдается возрастание ползучести, и бесспорно, значительную ползучесть обнаруживает чистый цементный камень. Это как будто говорит о том, что возможен такой состав бетона, для которого ползучесть выражается минимальной величиной. Для него нужно подбирать заполнитель специального минерального состава (кварц или плотный известняк) и назначать достаточно высокий расход цемента. Фиксировать его сейчас же было бы, однако, необоснованно. Можно лишь утверждать, что в нем должны быть учтены гранулометрический состав заполнителя и природа цемента. Отметим также, что ползучесть, точно так же как и свободная усадка, возрастает вместе с водоцементным отношением.

## Объем образца

Поперечные размеры образца оказывают заметное влияние на скорость усадки без нагрузки и, вероятно, на окончательную ее величину. Поскольку ползучесть обнаруживает корреляционную связь с усадкой, вероятно, что и она также зависит от размеров испытуемого образца.

Испытания Дэвиса обнаружили по истечении 500-дневного срока, что с увеличением размеров образца ползучесть уменьшается, и хотя мы не знаем в точности, какая часть здесь приходится на усадку, которую он исключил из значений, приведенных в своей работе, мы замечаем все же снижение ползучести с увеличением размеров образца. На 500-е сутки испытания цилиндра диаметром 15 *см* ползучесть выразилась величиной 270 $\mu/м$, цилиндра диаметром 20 *см* — величиной 245 $\mu/м$ и цилиндра диаметром 25 *см* — 170 $\mu/м$. Но эти различия смягчаются, надо думать, с течением времени, поскольку образцы наименьшего диаметра как будто стабилизируются в возрасте 600 дней, между тем как образцы наибольшего диаметра к этой же дате обнаруживают дальнейшее приращение ползучести со скоростью 6 $\mu/м$ за 100 дней. Стремятся ли все эти величины ползучести к одному и тому же окончательному значению? Для того чтобы ответить на этот вопрос, измерения следовало бы продолжить по меньшей мере на 10 лет.

Измерения, выполненные в конструкциях моста Ангермана в Сандо (Швеция), указывают[1] на наличие в его арке дефор-

[1] См. журнал Betong (Швеция), 1956, № 2, стр. 78 и 79, рис. 39 и 40.

мации ползучести, продолжающейся уже свыше 13 лет. Значения ее, отнесенные к длине порядка 1 *м*, показаны на рис. 128. Бертье[1] получил в нашей лаборатории в Касабланке на 50-й день под напряжением 120 *кг/см*² для образцов, загруженных в 28-дневном возрасте, ползучесть 120 μ/*м* для призмы 17×17 *см*; 140 μ/*м* — для призмы 15×15 *см* и 165 μ/*м* для призмы 12×12 *см*, т. е. соотношение между крайними значениями равно 1,26. На 90-й день это соотношение снизилось до 1,12, причем все три кривые, казалось, стремились к совпадению.

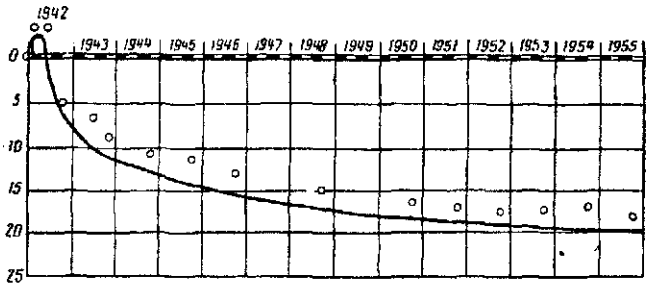


Рис. 128. Результаты измерений ползучести в *см*, выполненных на мосту Ангермана в Сандо (Швеция)

Мы показали, что окончательная усадка мало зависит от геометрических размеров и что скорость усадки тем меньше, чем больше эти размеры. Так же, вероятно, обстоит дело и с ползучестью, которая, как мы видели, связана с усадкой по причинам, которых мы еще не знаем.

Проблема влияния масштаба изучалась советскими учеными[2]. Призмы, из которых наибольшая по своим линейным размерам в 8 раз превышала наименьшую, были загружены одновременно. Под нагрузкой, составлявшей половину разрушающей, ползучесть по истечении нескольких лет в наименьшем образце оказалась приблизительно в 3 раза большей, чем в наибольшем образце[3].

## Влияние разгрузки

Если образец, находившийся в течение некоторого времени под воздействием постоянной нагрузки, разгрузить, то он обнаружит мгновенную деформацию обратного знака и такую же

---

[1] Работа не опубликована.

[2] А. А. Гвоздев, Ползучесть бетона и пути ее исследования, Сборник ЦНИПСа «Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов», 1955.

[3] Речь идет об экспериментальной работе В. С. Булгакова. См. В. С. Булгаков, Экспериментальное исследование внецентренного сжатия железобетонных элементов, 1951. (*Прим. перевод.*).

деформацию последействия (см. рис. 109). Возвратная деформация не является, таким образом, немедленной деформацией: ее следует рассматривать как упруго-вязкую деформацию. На рис. 129 представлены результаты краткосрочного лабораторного испытания на ползучесть чистого цементного камня. Образец, загруженный напряжением 320 *кг/см*² в 28-дневном возрасте, был разгружен по истечении 21 дня. Была отмечена мгновенная упругая деформация (1 час), несколько меньшая, чем мгновенная деформация при загрузке. В дальнейшем наблюдался медленный возврат, продолжавшийся 6 дней, после чего процесс начал клониться к стабилизации. Полный упругий возврат оказался на 18% бо́льшим мгновенного возврата. Для некоторых, испытанных в этих условиях ($T = 120$—$160$ *кг/см*²) бетонов мы нашли это превышение для вязко-

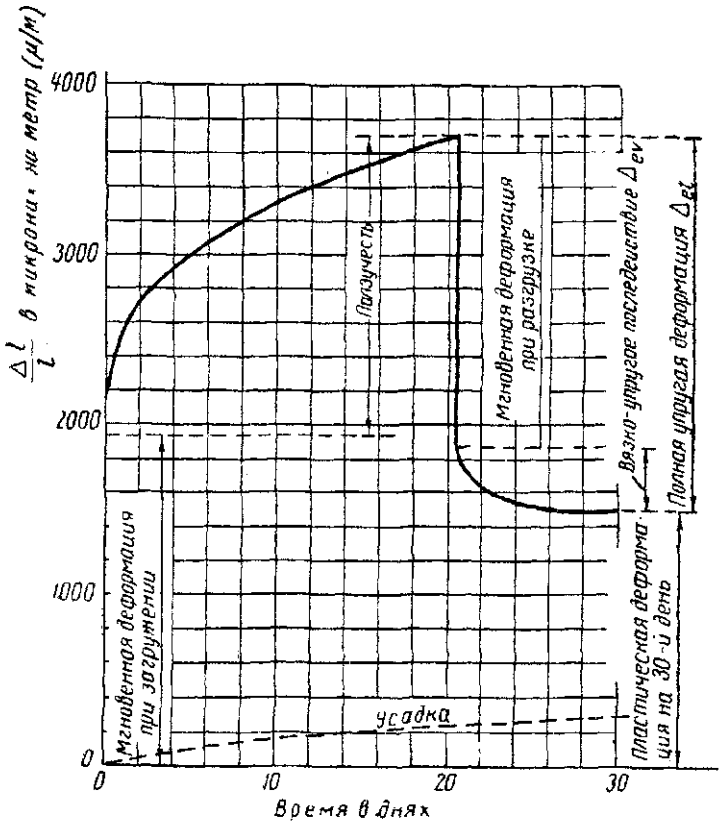


Рис. 129. Влияние разгрузки. Чистый цементный камень (фирма Лафарж), нагрузка 320 *кг/см*², выдерживание при относительной влажности воздуха 50%

упругого возврата равным 20—28% по истечении 1 200 дней загружения. При меньших нагрузках указанные цифры как будто снижаются, однако никаких систематических наблюдений в этой области проведено не было.

Как бы то ни было, очевидно, что деформация последействия представляет собой величину, далеко не пренебрежимую.

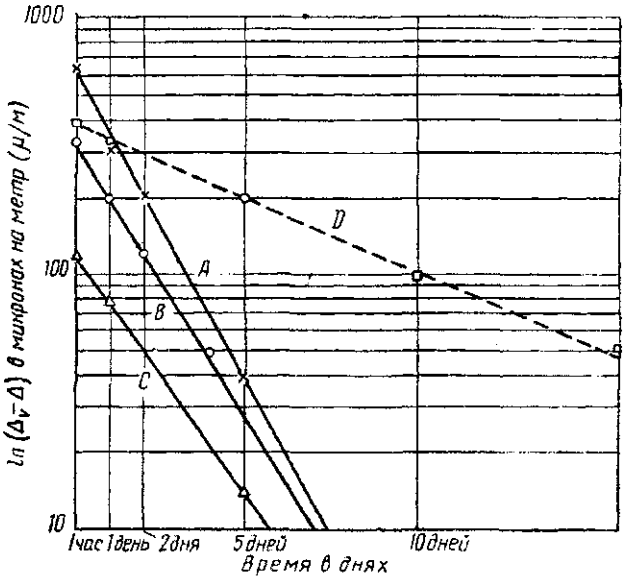


Рис. 130. Вязко-упругий эффект последействия

*A*—чистый цементный камень под нагрузкой 300 *кг/см²*; *B*—чистый цементный камень под нагрузкой 320 *кг/см²*; *C*—бетон под нагрузкой 157 *кг/см²*; *D*—бетон под нагрузкой 157 *кг/см²*, погруженный в воду по истечении 1 200 дней пребывания под нагрузкой и 700 дней на воздухе без нагрузки

И теперь нам предстоит лишь установить ее вязко-упругий характер. Если она действительно им обладает, то

$$\Delta = \Delta_v (1 - e^{-Qt}),$$

и тогда

$$\ln \Delta_v - \ln (\Delta_v - \Delta) = Qt.$$

Если значения $\ln (\Delta_v - \Delta)$ и $t$ нанести по осям системы координат, то точки (соответственно для *A*, *B*, *C*) должны будут лечь на прямую. Рис. 130 показывает, что так именно и получается для двух образцов цементного камня и для бетона. Коэффициент $Q$ оказывается лежащим в интервале 1,35—1,8. Если учесть, что относительная остаточная деформация $10 \cdot 10^{-6}$ представляет собой предел, обусловленный точностью приборов, то мы найдем, что вязко-упругое последействие должно прекратиться в интервале 5—8 суток.

Чем может быть вызвано это последействие? Возможно, испарением воды в окружающий воздух (но для подтверждения этого не было сделано никаких весовых измерений); возможно, реакцией упругой структуры на вязкую среду гидратизированного цемента, возможно также, движением воды в капиллярах. Объяснение остается найти.

Обратим, однако, внимание на то, что если бетон после разгрузки выдерживать в воде, то он набухает больше, чем образец, вовсе не подвергавшийся нагрузке и помещенный в те же условия. Мы видим, что набухание в воде получается примерно в 3 раза бо́льшим на образце, находившемся 1 200 дней под нагрузкой 157 *кг/см*², а затем разгруженном и погруженном в воду, чем на контрольном образце, помещенном в ту же среду

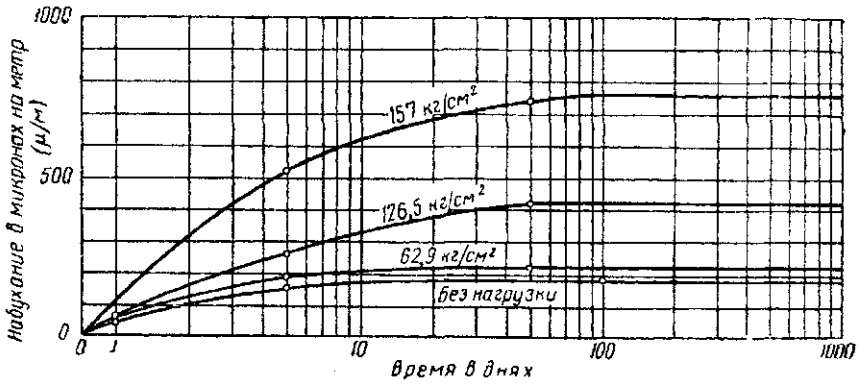


Рис. 131. Набухание после погружения в воду бетонных образцов, находившихся под нагрузкой 1 200 суток, а затем разгруженных (по испытаниям Лекамю и Лермита)

без нагрузки и затем одновременно с первым погруженном в воду (рис. 131). Напрашивается поэтому мысль, что вода должна играть значительную роль в процессе ползучести.

Если бетон, приведенный в состояние насыщения, поместить в воздух, нагрузить его, затем разгрузить и вновь поместить в воду, то он окажется в конечном итоге в тех же условиях, в которых он был и вначале; пластическая деформация при прочих равных условиях должна быть остаточной деформацией при погружении в воду и после стабилизации. Рис. 132 передает этот процесс, а окончательные деформации, нанесенные в функции нагрузок на рис. 133, дают нам их значения к концу 6-летнего испытания и погружения в воду. Мы замечаем, что они пропорциональны нагрузкам, однако лишь в определенном интервале, ибо кривые не проходят через начало, а принимают при приближении к нему вертикальное направление. В этом отношении полученная диаграмма представляет сходство с диаграммой на рис. 125.

Заключаем поэтому наблюденные факты выводом:

*Окончательная пластическая деформация бетона пропорциональна нагрузке, причем минимальное значение ее равно самопроизвольной деформации под нулевой нагрузкой.* В дальней-

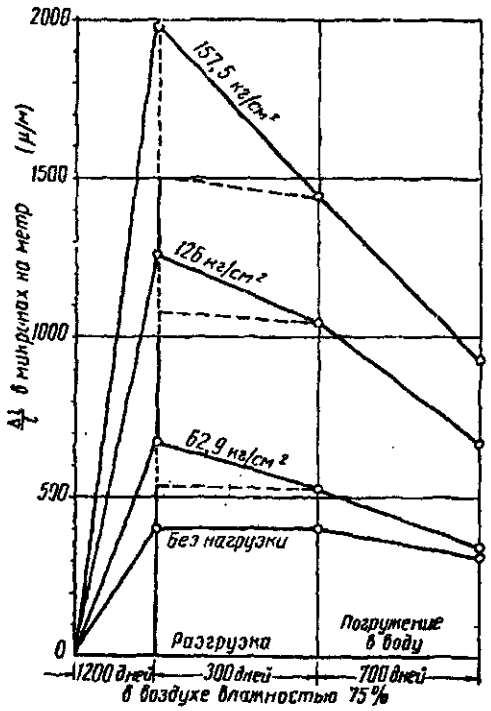


Рис. 132. Пластическая деформация бетона. Длительность испытания — 6 лет

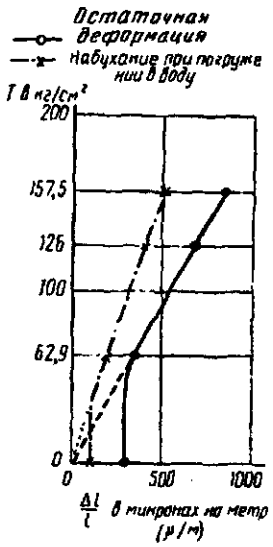


Рис. 133. Остаточная деформация по истечении 6 лет действия нагрузки и при погружении в воду

шем мы вернемся еще к вопросу о том, какое нужно дать объяснение этому экспериментальному закону.

## Поперечная деформация бетона

Любая колонна, деформирующаяся при сжатии в продольном направлении на величину $\Delta$, испытывает одновременно и поперечную деформацию $\Delta'$ обратного знака (выпучивание,

уширение). Для упругой стадии отношение $\frac{\Delta'}{\Delta} = -\sigma$ называется коэффициентом Пуассона, величина же, обратная ему, $\mu = \frac{1}{\sigma}$ — модулем Пуассона.

При быстром загружении, как это мы заметили в лаборатории Парижского НИИС [59], поперечная деформация для нагрузок, меньших $^1/_3$ разрушающей, получается полностью обратимой при разгрузке. Пластической поперечной деформации, по-видимому, не существует. Если $\Delta_E$ — продольная упругая деформация, а $\Delta'_E$ — поперечная деформация, то $\sigma = -\frac{\Delta'_E}{\Delta_E} = \approx 0{,}13—0{,}22$ (соответственно сорту бетона), причем чаще всего $\sigma = 0{,}18$. (Напомним, что существуют и иные методы измерения $\sigma$, в частности из сравнения скоростей распространения различных типов упругих волн.)

Если через $\Delta_p$ и $\Delta'_p$ обозначить пластические деформации — продольную и поперечную, то получим

$$\sigma_p = -\frac{\Delta'_p}{\Delta_p} \approx 0.$$

Поэтому всякая пластическая деформация небольшой величины приводит, если основываться на этих экспериментах, всегда лишь к уменьшению объема. Но имеет ли такой вывод общее значение? Я не могу это утверждать, поскольку постановка этих испытаний требует высокой точности, и лишь немногим удавалось достигнуть такой точности, которая позволяет формулировать окончательное суждение[1]. Не исключено, впрочем, что коэффициент $\sigma_p$ может обращаться в нуль или принимать очень малые значения для одних бетонов и более высокие значения для других в зависимости от их структуры или плотности, причем существование этой зависимости и ее аналитическое выражение остается еще установить.

В исследовании ползучести под длительной нагрузкой, действовавшей годы (1 100 дней), мы пришли к сходным результатам. В незагруженных цилиндрах было отмечено сначала, что продольная усадка выражается резче, чем поперечная. Это любопытное явление не нашло удовлетворительного объяснения, поскольку при испытании кубиков деформация получается во всех направлениях одинаковой. Но вывод, к которому приводят испытания, заключается в том, что поперечная деформация почти одинакова (с точностью около 4%) как для загруженного образца, так и для незагруженного. Это, по-видимому, должно обозначать, что даже и под постоянной нагрузкой пла-

[1] Дэвис дает результаты, отвечающие указанным выше условиям загрузки ниже 50% разрушающей, когда начинается образование микротрещин.

стический коэффициент Пуассона равен нулю, а вовсе не близок к 0,5, как это требуется по классической теории пластичности.

Отмеченный довольно удивительный результат не был подтвержден всеми экспериментаторами. Хотя лиссабонская лаборатория[1] пришла к сходным выводам, в Мюнхене было найдено, что поперечная деформация достигает значительной величины.

Сошлемся далее на испытания Дюка и Дэвиса (см. ниже стр. 266) с насыщенными бетонами, в которых поперечная деформация нарастает около 20 дней, а затем стабилизируется, хотя поперечная ползучесть при этом продолжает возрастать. Возможно, что мы имеем здесь дело с проявлением упругого последействия или же давления воды в порах.

Проблема поперечной деформации остается, таким образом, нерешенной, и было бы полезно предпринять ее систематическое исследование.

### Влияние ползучести на прочность

Укажем в этой связи на испытания Уоша и Флука [128], охватившие промежуток времени в $10^1/_2$ лет. Под нагрузкой, выдержанной в течение этого срока, образцы, поступившие в испытание в 28-дневном возрасте, показали превышение в прочности над контрольными ненагруженными образцами всего в пределах 5%, что представляется незначительной величиной, тем более, что в этих же испытаниях были обнаружены и равновеликие потери прочности. Напротив, модули упругости под нагрузкой возрастают на значительную величину: до 30% — для менее плотных бетонов и до 20% — для вибрированных бетонов.

Наши собственные испытания, выполненные после пятилетнего выдерживания под нагрузкой, не обнаружили заметных различий в прочности.

### Ползучесть под повторной нагрузкой

Если вместо того, чтобы подвергать образец действию постоянной, покоящейся на нем нагрузки, повторять загружение его с достаточно большой частотой (несколько раз в 1 мин.), то мы заметим ускорение пластической деформации.

В нашей лаборатории [58] были проведены испытания с двумя группами тождественных образцов. В одной группе образцы были подвергнуты постоянному сжатию 126 *кг/см*$^2$, на образцы другой группы действовала нагрузка той же величины, но с по-

[1] Личные сообщения Рока (Rocha) и Руша (Rusch) о неопубликованных работах.

переменным загружением-разгружением при частоте 500 циклов в 1 мин. По истечении 24 час. такой обработки (720 000 циклов) остаточная деформация в образцах этой группы оказалась такой же, какую образцы другой группы получили под постоянной нагрузкой по истечении 28 суток. Соответственно 5 суток действия повторной нагрузки (3 600 000 циклов) вызвали эффект, тождественный тому, который статическая нагрузка дала на 180-е сутки. 14 суток действия повторной нагрузки (10 100 000 циклов) оказались эквивалентными (в отношении величины пластической деформации) 600 суткам выдерживания под постоянной нагрузкой.

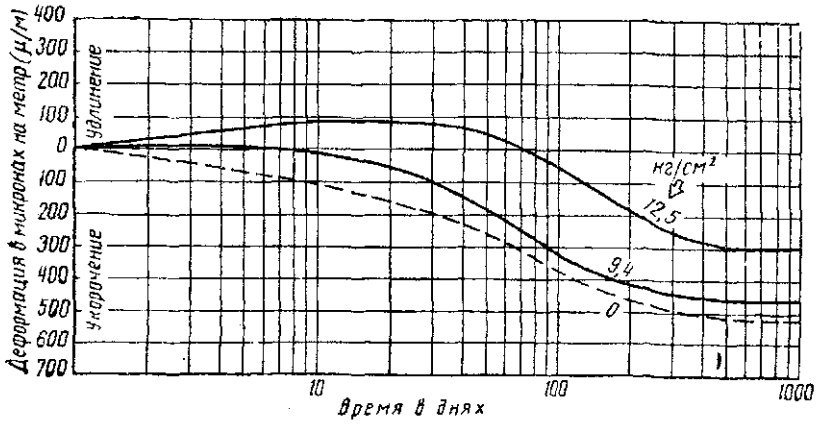


Рис. 134. Ползучесть бетона при растяжении. Результаты испытаний Лермита и Лекамю. Бетон с расходом цемента 350 *кг/м*³

Динамическое испытание было прекращено после 11 000 000 циклов, причем деформации все время возрастали, хотя и со слабо выраженной наклонностью к стабилизации. Следует добавить, что ускорение деформации получалось тем выше, чем больше была циклическая нагрузка. Под нагрузкой, составлявшей 0,30 $R$, где $R$ — разрушающая, потребовался 1 млн. циклов для того, чтобы получить тот же эффект, который дает постоянная нагрузка по истечении 60 суток. Под нагрузкой 0,22 $R$ 1 млн. циклов позволил получить эффект лишь 27-дневного действия постоянной нагрузки. Под нагрузкой 0,15 $R$ тот же миллион циклов эквивалентен всего лишь двухдневному действию постоянной нагрузки.

Нам захотелось выяснить, сохраняет ли бетон, уже деформированный ползучестью, свою чувствительность к действию повторных нагрузок. Соответствующее испытание должно было бы установить, обладают ли одной и той же физической природой деформация под постоянной нагрузкой и деформа-

ция под переменной нагрузкой. (Нам уже известно, что она не вызывается образованием микротрещин, поскольку модуль упругости на протяжении испытания не снижается). С этой целью образец, выдержанный 1 000 дней под нагрузкой 100 *кг/см*², был разгружен и после некоторого перерыва был подвергнут действию циклической нагрузки. После 3 000 000 циклов переменного загружения-разгружения пластическая деформация увеличилась самое большее на 6%. Тот же результат был получен и для нагрузки 50 *кг/см*².

Ползучесть под постоянной нагрузкой и пластическая деформация под повторной нагрузкой не допускают наложения (их нельзя складывать). *Бетон, «адаптировавшийся» под постоянной нагрузкой, утрачивает способность деформироваться под повторной нагрузкой* (если пренебречь вышеуказанными 6% пластической деформации, источником которых является, быть может, возобновление усадки вследствие разогревания).

Повторное загружение представляет собой, вероятно, интересный способ ускорения пластического деформирования. В лабораторной практике он пока еще, видимо, не нашел систематического применения.

Можно поставить вопрос, в чем же заложены причины этого явления ускорения? Я попытался дать объяснение этому процессу (см. стр. 173). В грубых чертах ускорение пластической деформации основывается на том факте, что бетон поддается упрочнению лишь в самой ничтожной степени, его внутренние пластические связи ослабляются на протяжении каждого цикла загружения и разгрузки. В материале, идеально упрочняющемся, первый цикл оставляет остаточную деформацию, второй цикл ничего к ней не добавляет. В бетоне каждый цикл добавляет остаточную деформацию до исчерпания пластических возможностей. Кроме того, возможно, что эти повторные движения ускоряют выделение воды механизмом, напоминающим откачку ее в направлении к наружной поверхности. Скорость усадки должна увеличиться, и если ползучесть сопровождается выделением воды, она точно так же ускоряется. Но все это полностью еще не доказано и остается лишь благодарной темой для дальнейших исследований.

### Ползучесть при растяжении

Техника измерения ползучести при растяжении представляет больше практических трудностей, чем в случае сжатия. Образцы для испытания на разрывной машине должны быть снабжены уширенными головками или же выпуском арматуры для ее анкеровки. В испытаниях, предпринятых нами 20 лет назад, мы воспользовались первым способом, ныне же мы пришли к необходимости заменить его вторым, как более удобным. На рис. 134 воспроизведено несколько кривых, относящихся

к бетону с содержанием 350 *кг/м*³ цемента, подвергшемуся испытанию трехлетней длительности под нагрузкой. Кривая ползучести имеет почти тот же вид, что и кривая усадки, хотя при сравнительно низких напряжениях деформация начинается со слабого удлинения и переходит затем в укорочение.

Если попытаться объединить диаграммы растяжения и сжатия в одну диаграмму, то мы убедимся, что кривая усадки будет заключать в себе точку перегиба, свидетельствуя тем самым о стабилизации этой деформации для нагрузок, не превосходящих некоторого значения ни в сторону сжатия, ни в сторону растяжения (рис. 134).

## Ползучесть при изгибе

Исследования ползучести при изгибе многочисленны, и это легко объяснить как простотой их экспериментального осуществления, так и значительностью, а следовательно, и легкостью измерения возникающих при изгибе деформаций. Наконец, усадка, будучи процессом, равномерно распределенным по толщине, допускает здесь исключение из расчета. Первые исследования такого рода были выполнены во Франции Фрейссине в 1926 г. на железобетонных призмах [36].

Для неармированного бетона Глэнвилль нашел, что пластическая деформация при изгибе пропорциональна приложенной нагрузке (по истечении 65 дней). Наши испытания [59] благодаря применению тензометров, размещенных на обеих гранях, привели к определению положения нейтральной линии. Они обнаружили перемещение последней в сторону сжатой грани в течение первых 50 суток и ее снижение на ту же величину в дальнейшем. Из этого, как будто, можно заключить, что ползучесть при растяжении протекает быстрее, чем при сжатии, хотя в дальнейшем она и выравнивается для обоих случаев[1].

Оберти [82] провел в Италии несколько интересных испытаний на ползучесть при изгибе образцов бетона, содержавшего 350 *кг/м*³ пуццоланового цемента. По истечении 4 лет измеренная им деформация превысила отмеченную в момент загружения в 4,78 раза. Это соотношение повышалось до 5,6 для образцов, загруженных в возрасте 7 суток, и падало почти до 4 при загрузке в возрасте 4 месяцев. Но и по истечении 4 лет, по мнению автора, деформация не прекращается, а проявляет признаки дальнейшего нарастания с очень малой, но постоянной скоростью (отметим, что напряжения на свободных концах образцов выражались значениями 8, 12 и 16 *кг/см*²). Автор указывает также, что деформация ползучести, по-видимому, обратно пропорциональна начальному модулю упругости.

---

[1] Это было показано Дэвисом. См. также работы Гирца-Хедстрома [42], [43].

Напомним еще об испытаниях Бингэма и Райнера [93][1] на образцах балок из цемента и из цементного раствора со стороной 2,27 *см*, длиной 76,1 *см*, подвергнутых действию изгибающего момента.

Кривая деформаций в функции времени имеет близ начала параболический характер, в дальнейшем же принимает направление восходящей прямой, так как скорость ползучести становится постоянной. Испытания были прекращены по истечении 240 суток, т. е. в срок, недостаточный для того, чтобы удостовериться в возможной стабилизации ползучести.

## Ползучесть в сложном напряженном состоянии

### Кручение

Простейшим сочетанием напряжений является совместное действие кручения, растяжения и сжатия в перпендикулярном направлении.

Единственным испытанием на ползучесть в этих условиях является, насколько я мог установить, выполненное в нашей лаборатории [59][2]. Принятый в нем метод обладает тем преимуществом, что он исключает эффект усадки, поскольку последняя не может вызвать кручения. Образцы-цилиндры диаметром 9 *см* были подвергнуты действию постоянного момента. Длительность испытания была ограничена 400 сутками, и стабилизация за этот срок не была достигнута. К концу же его было отмечено, что остаточные деформации пропорциональны приложенным моментам.

Другой, не лишенный интереса, вывод заключается в том, что значение продольной усадки, измеренной на загруженных образцах, практически совпадает с установленной на контрольных, ненагруженных образцах. Таким образом, кручение не вызывает вовсе никакой продольной пластической деформации. Это возможно лишь в том случае, если ползучесть растяжения и сжатия полностью взаимно компенсируются.

### Сжатие с поперечным обжимом

Дюк и Дэвис [27] провели исследование ползучести в сжатых цилиндрах, подвергнутых одновременно и радиальному сжатию. Использованные цилиндры имели 20 *см* в диаметре и 40 *см* в высоту; они были оснащены двумя тензометрами, один из которых измерял продольные деформации, другой — поперечные. Нагрузки прилагались через 7—10 суток после фор-

---

[1] Имеется русский перевод: М. Райнер, Десять лекций по теоретической реологии, Гостехиздат, М. 1947. *(Прим. перевод.)*.

[2] См. также некоторые испытания на кручение Дюка и Дэвиса.

мования и выдерживались в течение нескольких месяцев. Образцы хранились в атмосфере с влажностью 95% или же в насыщенной, когда образец на время испытания насыщался водой.

Нагрузка прилагалась в продольном направлении через пружину, в поперечном же направлении (гидростатическое давление) — через каучуковую пневматическую муфту.

Под продольным давлением 40 *кг/см*² в отсутствии поперечного давления мгновенная продольная деформация достигла 175 μ/*м*, увеличившись на 100-е сутки до 300 μ/*м*. Поперечная деформация на 15-е сутки оказалась равной 60 μ/*м*, и это ее значение сохранилось до окончания испытания. Причину этого «мгновенного» поперечного набухания нужно видеть, вероятно, в гидростатическом давлении водяных пор, поскольку образец находился в насыщенном состоянии. Под продольным давлением $T_1=40$ *кг/см*² и поперечным $T_2=20$ *кг/см*² мгновенная продольная деформация $\Delta_1$ выразилась величиной 100 μ/*м*, по истечении же 100 дней достигла 160 μ/*м*. Поперечное набухание оказалось отрицательной величиной: диаметр образца в течение нескольких дней сократился на 60 μ/*м*, однако в дальнейшем произошло незначительное восстановление, и окончательно по истечении 100-суточного испытания величина измеренного сокращения снизилась до 50 μ/*м*.

Было отмечено, что продольная деформация примерно пропорциональна разности главных напряжений. Этим фактом линейный закон, замеченный нами при простом напряженном состоянии, распространялся как будто и на более широкую область. Однако в отношении коэффициента Пуассона вопрос этим не решается, хотя названные авторы и усмотрели в указанном обстоятельстве повод для отождествления с законом упругости при $\sigma=\frac{1}{6}$. И действительно, в некоторых случаях поперечное расширение с продолжительностью времени загружения уменьшается, даже и в условиях насыщения образца.

## Двухмерное напряженное состояние

Мы должны указать здесь на весьма интересные испытания Росса [104] по изучению ползучести в условиях двухмерного напряженного состояния. Квадратные образцы, свободно опертые по двум краям в направлении, нормальном к их плоскости, были нагружены по двум другим краям. Примененный метод измерения с помощью микроскопа позволил определить деформации. По заявлению автора, результаты испытания дают право заключить о линейности закона, связывающего деформации с нагрузкой, и об обращении в нуль коэффициента Пуассона при пластических деформациях бетона.

## Теории ползучести

Следует ли при современном состоянии наших знаний разрабатывать и пытаться строить теорию ползучести? Некоторые считают такое намерение праздным, другим оно кажется претенциозным. Я держусь того мнения, что теория всегда нужна в экспериментальных исследованиях, даже если она и ошибочна. Должен по этому поводу объясниться.

Прежде всего теория должна удовлетворять потребности нашего мышления, ищущего связь в явлениях. Экспериментатор в особенности нуждается в психологической опоре, поскольку беспредметная, лишенная определенных установок работа утрачивает для него и всякий стимул.

Назначение теории подтверждать правильные гипотезы и опровергать ошибочные. По мере того, как состояние знаний улучшается, теория должна совершенствоваться или уступать место другой более удовлетворительной. Одну теорию всегда нужно уметь оставить, даже если это огорчает автора, однако всегда лишь во имя другой теории.

Теория — это орудие интерполяции, предназначенное для того, чтобы формулировать законы, в которых логика и эмпирическое содержание должны дополнять друг друга, поскольку эмпирическая основа — источник всякой теории. Теория должна допускать благоразумную экстраполяцию, с тем чтобы экспериментальные выводы можно было использовать практически и на их основе разрабатывать технологические процессы. Вот почему я думаю, что теории нам нужны. К чему же мы должны стремиться в данной частной проблеме — ползучести бетона?

К тому, чтобы узнать, почему в бетоне появляется ползучесть.

К тому, чтобы узнать, прекращается ли когда-либо эта ползучесть или не прекращается и как она ведет себя с течением времени, — это нужно для того, чтобы установить ее окончательное значение, если оно существует.

К тому, чтобы узнать, как изменяется ползучесть в зависимости от величины нагрузки и от продолжительности действия последней.

К тому, чтобы узнать, как изменяется ползучесть с изменением размеров образцов, с изменением среды, в которой выдерживаются образцы, и в зависимости от других факторов.

К сожалению, теории ползучести бетона многочисленны и противоречивы. Попытаемся извлечь из них их «мозговую сердцевину» [1].

### Ползучесть и усадка

Представляют ли собой усадка и ползучесть два явления, независимые, способные налагаться одно на другое, или они

[1] Ф. Раблэ.

взаимно обусловлены и протекают во взаимодействии? «Вот, в чем вопрос!»

Многие авторы считают себя вправе разделять ползучесть и усадку, позволяя себе указывать в сообщениях о своих работах лишь окончательное значение деформации, полученное за вычетом усадки. Они повинны в том, что лишили нас необходимых данных, но они были убеждены в аддитивности и независимости явлений. У нас в настоящее время такого убеждения нет. Испытания, на которые мы ссылались в настоящей статье, указывают, по-видимому, на взаимозависимость этих явлений.

Напомним доводы, приводимые в защиту этого мнения.

а) Кривые на рис. 125, 126, 133 довольно ясно показывают, что ползучесть пропорциональна приложенной нагрузке, но лишь с момента превышения некоторого значения деформации, соответствующего величине усадки.

б) При равных нагрузках ползучесть тем интенсивнее, чем суше атмосфера. То же самое относится и к усадке (в отсутствии нагрузки). Мы установили (стр. 253), что ползучесть и усадка связаны функцией $\Delta_m = \Delta_{mi}(1 + Q\frac{\Delta_r}{\Delta_{r0}})$. Таким образом, при постоянной влажности среды соотношение между ползучестью и усадкой получается линейным. Но, с другой стороны, ползучесть отмечается частично и в отсутствии усадки $\Delta_{mi}$.

в) Если сравнить несколько различных бетонов при тождественных в остальных отношениях условиях, то ползучесть получается тем большей, чем больше усадка без нагрузки при той же влажности.

г) Если образец, подвергшийся деформации ползучести, по снятии с него нагрузки погрузить в воду, то набухание выразится в нем гораздо отчетливее, чем в образце, выдержавшем ту же влажностную обработку (рис. 134), но без предварительной загрузки. Это набухание, по-видимому, пропорционально ранее приложенной нагрузке в том его значении, в которое не входит набухание без нагрузки.

Все испытания свидетельствуют о взаимозависимости и частичной аддитивности усадки и ползучести.

Мэни опубликовал в свое время работу, в которой доказывает, что «усадка определяет ползучесть» [75]. Он утверждает, что потеря в весе у образцов, подвергнутых давлению 80 *кг/см*², получается такой же, как и у незагруженных образцов (испытания такого рода весьма редки, и рассматриваемый пример является, может быть, единственным). Мэни показывает далее, что усадка у боковой поверхности цилиндрического образца больше, чем усадка в его осевой области. Если образец загружается через жесткую пластину, то центральная его часть испытывает более высокие сжимающие напряжения и бо́льшую упругую деформацию в сравнении с периферией. Отсюда автор заключает, что деформация, называемая ползучестью, представ-

ляет собой не что иное, как упругую деформацию, обусловленную искажением сечений.

Эта гипотеза опровергается, однако, целым рядом соображений. После разгрузки и упругого последействия остается значительная остаточная деформация, сохраняющаяся и при погружении образцов в воду, когда происходит их «нормализация». Если деформация по оси получается меньшей, чем деформация по боковой поверхности, в связи с высыханием, то при погружении образца в воду или при хранении в замкнутом объеме этого не наблюдается. Между тем ползучесть в этих условиях бывает далеко не пренебрежимо малой величиной. По истечении длительного срока усадка распределяется равномерно на все волокна, искажение сечений должно было бы исчезнуть точно так же, как и ползучесть, но этого также не наблюдается. Причину этого нужно выяснить, но остроумное объяснение Мэни не считается с опытом.

Ф. Фохт [125] в удачно построенной теории разъясняет, что усадка взаимодействует с ползучестью благодаря производимым ею внутренним напряжениям. Поверхностный кольцевой слой высыхает скорее, чем ядро, приходя при этом в состояние растяжения, в результате чего у оси образца возникает сжатие, налагающее свой эффект на действие нагрузки. В дальнейшем, однако, под влиянием ползучести в каждом отдельном слое ядро растягивается, поверхностный же слой сжимается. Эти внутренние напряжения и связанные с ними деформации и приводят к тому, что между усадкой и ползучестью устанавливается взаимодействие, по крайней мере при слабых нагрузках.

Теория Фохта утверждает увеличение ползучести, пропорциональное усадке и зависящее от формы и размеров образца; она не может, однако, объяснить явление самой ползучести как таковой, а равным образом и тот факт, что ползучесть обнаруживается лишь после превышения деформации, равной усадке и пропорциональной нагрузке.

Пиккетт [86] обращает внимание на противоречия между различными авторами, теми, которые различают усадку, и теми, которые подобно Лайнему [67] утверждают, что это — две стороны одного и того же явления. Он указывает, что связь между этими двумя явлениями есть следствие того факта, что функция «сила — деформация» перестает быть линейной за некоторым пределом напряжения. Наложение внутренних усадочных напряжений на напряжения, вызванные нагрузкой, может привести к превышению предела пропорциональности в некоторых областях объема и вызвать взаимодействие, способное выявить в деформации влияние лишь одной усадки. Таким путем Пиккетт пытается объяснить уменьшение ползучести в тех случаях, когда нагрузка накладывается на бетон, уже получивший большую часть своей усадки.

Росс [102] и Сид [107] указывают, что давление пара коллоидального геля повышается при наложении давления. Восстановление равновесия сопровождается при этом выделением воды из геля. Эта гипотеза находится в согласии с гипотезой Фрейссине о капиллярных каналах и деформации менисков, допускающей установление равновесия в результате испарения. Таковы же мнения Р. Дэвиса, Г. Дэвиса, Гамильтона [102] и Лайнема [102].

Ф. Ли (F. M. Lea) и К. Ли (C. R. Lee) [57] полагают, что приложение нагрузки изменяет упругость пара адсорбированной воды. Пауэрс и Броунярд [88] думают точно так же: с их точки зрения, речь идет здесь об изменениях свободной энергии адсорбированной воды, причем внутренние, а также и внешние движения воды определяют изменения размеров образца.

Для того чтобы все эти соображения имели вес, нужно, чтобы ползучесть сопровождалась изменениями количеств поглощенной воды. Мэни [75] утверждает, что он наблюдал обратное. Возможно, что эта вода не освобождается у наружной поверхности, но лишь проталкивается в поры бетона, главным образом в форме несвязанной воды. Но как бы то ни было, у нас нет никаких доказательств. Доказательства эти следовало бы искать и в весьма точных замерах изменений веса, и, быть может, в измерениях капиллярного всасывания в загруженных образцах [1]. Ведь тот факт, что образец, находившийся длительное время под нагрузкой, поглощает при погружении в воду большее ее количество и набухает сильнее, чем контрольный образец, свидетельствует как будто о том, что вода эта поступает на замену вытесненной из образца действием нагрузки.

В ожидании более точных и достоверных экспериментальных результатов я предлагаю сравнительно простое объяснение: усадка без нагрузки вызывается, как можно утверждать с большой достоверностью, выделением цеолитовой воды, заключенной в кристаллических структурах гидратизированных солей (вопрос о том, идет ли здесь речь о кристаллах или гелях, представляется терминологическим). Выделение этой воды уменьшает объем соответствующей среды и вызывает сжатие в окружающей ее упругой фазе. Приложенная нагрузка производит дополнительное сжатие этой фазы, и соответствующая деформация представит собой лишь дальнейшее развитие самопроизвольного сокращения. Она как бы дополняет реакцию до ее максимума. Вот почему не существует ползучести, которая превышала бы усадку ниже определенного напряжения.

Сверх сжимающего воздействия, которое может проявить соответствующая фаза, дает себя чувствовать и внешняя нагрузка: последняя оказывает дополнительное действие, пропор-

[1] Р. Дэвис обнаружил измерением существование значительного всасывания в бетонах, высушенных на воздухе (Proc. A. S. T. M., 1941, стр. 1034).

циональное первому, поскольку мы имеем здесь дело с упругой фазой.

Эта «гидростатически сдавливающая» фаза выдерживает напряжения, превосходящие норму ее равновесного состояния: ее свободная энергия или упругость пара уже не находится в равновесии с атмосферой и отбрасывает воду либо наружу, либо во внутренние пустоты (поры), где она поглощается. Эта вода должна быть воспринята (или оттеснена) в случае исчезновения внешней нагрузки, и тогда разгрузка будет сопровождаться набуханием, тем бо́льшим, чем бо́льшим будет количество воды, необходимое для восстановления равновесия. Если влажность наружной среды повышается (например, при погружении образца в воду) в сравнении с ее первоначальным состоянием в период загружения, то происходит новое поглощение воды и новое набухание (рис. 132). Эти набухания приобретают характер вязкой деформации и следуют экспоненциальному закону (рис. 130). Но коэффициент вязкости $1/Q$ получается более высоким при погружении в воду, чем при возвращении на воздух (рис. 130). Вероятно, он представляет собой функцию разности между влажностью и размерами образца.

Если выдерживание образца и его загружение проводятся в насыщенной атмосфере, вытеснение воды к наружной поверхности не исключается, поскольку при этом не осуществлено равновесие между внутренней и внешней свободными энергиями. Но в насыщенном водой состоянии эта разность энергии в бетоне получается наименьшей, и движение снижается до минимума.

Движение ползучести бетона, как и усадка, связано с термовлажностным или с «гидроупругим» движением. Но, так же как и в отношении усадки, это движение не является обратимым. Оно лишь частично обратимо в отношении, зависящем от бетона, но не зависящем от нагрузки, если последняя ниже некоторого предела (например, половины разрушающей нагрузки). Если бы система была идеально гидроупругой, остаточной деформации не возникло бы. Между тем такая остаточная деформация все же наблюдается, — она пропорциональна нагрузке, причем усадка, учитывается на этот раз как ненулевая нагрузка( на рис. 133 она соответствует сжатию напряжением примерно 50 *кг/см*$^2$).

Из графика на рис. 125 мы убеждаемся, что усадку нельзя рассматривать как произвольную постоянную нагрузку, — нагрузка эта, по-видимому, уменьшается со временем. Подобная аномалия выражает лишь тот факт, что скорость усадки вначале выше скорости ползучести. Это хорошо заметно на кривых ползучести при растяжении, выявляющих усадку прежде, чем образец начнет удлиняться. Здесь сказывается, вероятно, влияние проницаемости бетона и внутренних напряжений, обязан-

ных своим происхождением как раз усадке. В тех случаях, когда деформации измеряются в испытаниях по оси образца, эту аномалию гораздо труднее заметить. Все это, однако, ставит вопрос о происхождении необратимой (остаточной) деформации. Она может возникнуть из простой пластической деформации, являющейся результатом необратимых скольжений и дислокаций, аналогичных тем, которые имеют место в металлах, а также в заполнителях и в кристаллах — продуктах гидратации. Эти внутренние движения могут оказать противодействие упругому последействию. Дополнительное объяснение можно найти, кроме того, в гипотезе появления в процессе усадки добавочных связей, источником которых является развитие гидратации в уплотненной среде или, лучше, создание новых связей в результате сближения кристаллитов, противодействующих набуханию в момент возврата во влажную среду (см. стр. 76).

Интересно отметить, что ползучесть имеет тенденцию вызывать увеличение модуля упругости в сравнении с ненагруженным контрольным образцом. Это наводит на предположение, что в среде, состоящей из вяжущего, под воздействием нагрузки возникает внутреннее движение, причем реакции передаются на скелет заполнителей.

## Выражение закона ползучести в аналитической форме в функции времени

Уже давно была высказана мысль, что ползучесть бетона, будучи явлением, аналогичным ползучести металла, должна иметь своей причиной пластическое деформирование кристаллов. Но в противоположность металлам, обладающим пределом упругости, бетон обнаруживает ползучесть без усадки (в воде) даже под ничтожными нагрузками: ее устанавливали под нагрузкой, составлявшей 0,1 разрушающей, а повышение чувствительности измерительных приборов снижает еще больше этот кажущийся предел упругости. Создается впечатление, что бетон вовсе лишен предела упругости.

Кроме того, поперечная пластическая деформация в бетоне, если и наблюдается, то весьма незначительная, — в этом отношении бетон опять резко отличается от металлов, в которых поперечная пластическая деформация выражена с большой отчетливостью. И если в металлах пластическая деформация не приводит к заметным изменениям объема, то бетон значительно сокращается в объеме, о чем говорит ясно тот факт, что пластический коэффициент Пуассона для него не достигает $^1/_2$.

Испытания с кристаллами убедительно свидетельствуют о том, что длина их подвергается сокращению, однако никаких признаков скольжения в этих испытаниях не обнаруживается [9]. Как мы уже отмечали раньше, пластическая деформация

кристаллов может играть сравнительно слабую роль в пластичности бетона. Межкристаллическим скольжениям можно приписать только часть остаточной деформации после возвращения образца бетона в состояние насыщения.

Тем не менее, каков бы ни был механизм этого процесса, вязкий характер деформации позволяет сделать ряд интересных выводов. В частности, Райнер приписывает вяжущей фазе реологические характеристики вязкости [94]. Одной из своих работ он дал даже заглавие «Цементный камень как жидкость, а не как твердое тело» и применил к цементному раствору уравнения Эйнштейна, трактуя его как коллоидальную суспензию заполнителей. Не желая входить в обсуждение этой гипотезы, заметим лишь, что она предполагает постоянство объема[1] и что ползучесть не является непрерывной, а снижает свою скорость, прекращаясь под нагрузкой.

В одной из своих позднейших работ [2] Райнер уверяет, что ползучесть нельзя считать пластической деформацией. В бетоне, по его словам, молекулы меняются местами, не образуя трещин или разрывов и не нанося ущерба прочности. Признаюсь, я не совсем хорошо понимаю, почему это могло бы внести какие-то изменения в понятие пластической деформации. Я питаю к проф. Райнеру большое уважение, но не могу согласиться с его терминологией, поскольку еще сохраняю надежду на то, что бетонные сооружения останутся «твердыми» в том обычном смысле, который мы приписываем этому слову.

Работы Лормана исходят из концепции коллоидального геля и его «гидростатически сдавливающего» движения [66]. Он предлагает функцию, позволяющую определить ползучесть бетона выражением вида $\Delta = Tf(t)$, где $f(t) = \frac{mt}{n+t}$ — гипербола с двумя постоянными $m$ и $n$. Окончательное выражение ползучести получится как произведение $\Delta = mT$, где $m$ называется коэффициентом ползучести. Мы встречаемся здесь с понятием периода, т. е. промежутка времени, по истечении которого $\Delta$ достигает половины своего окончательного значения $\Delta_n$; это время $t = n$. Это простое выражение допускает графическое построение, из которого определяются как $n$, так и $m$. В самом деле, $(n+t)\,\Delta_n = mTt$. Вводя величину $v = \frac{Tt}{\Delta}$, получаем $t = mv - n$. В таком случае $T$ — линейная функция $v$, если $v$ и $m$ — постоянные. Построение осуществляется нанесением $v$ по оси абсцисс и $t$ — по оси ординат, зависимость должна получиться линейной. При $v = 0$ прямая пересекает ось ординат в точке $t = -n$, и тогда значение $m$ определяется непосредственно. Ав-

[1] Райнер поясняет, однако, что объем может и уменьшиться вследствие ползучести бетона в порах [95].

тор распространил затем свой расчет на случай возрастающего загружения:

$$\Delta = \int_{r=0}^{r=t} m \frac{t-r}{n+(t-r)} \cdot \frac{dT}{dr}\, dr.$$

Для случая линейного закона загружения, когда $T/r = K$ представляет собой постоянную величину:

$$\Delta = K_m \left[ t - n \ln \left( 1 + \frac{t}{n} \right) \right].$$

В течение периода загружения и по окончании его к сроку $t_u$

$$\Delta = K_m \left[ t_u + n \ln \left( 1 - \frac{t_u}{n+t} \right) \right].$$

С возрастанием $t$ до бесконечности

$$\Delta_n = K_m t_u.$$

Испытания Лормана показывают, что $n$, по-видимому, возрастает с увеличением диаметра образца, а $m$ — уменьшается. Коэффициент $m$ возрастает с повышением дозировки воды затворения.

Ли [60] указывает, что деформация ползучести выражается экспоненциальной функцией времени

$$\Delta = A \left[ 1 - e^{-F(t)} \right].$$

Именно этим видом функции мы пользуемся [63] с 1945 г., причем для $F(t)$ мы предложили выражение

$$F(t) = K_1 \ln \frac{a+t}{a} + K_2 t,$$

использовав которое, получаем

$$\frac{d\Delta}{dt} = (\Delta_m - \Delta) \left[ \frac{K_1}{a+t} + K_2 \right].$$

Ли провел испытания на ползучесть бетона при различных температурах, в которых установил ее возрастание с повышением температуры. Так как эти испытания были краткосрочными, из них не представилось возможности выяснить, шла ли здесь речь о простом ускорении явления ползучести или же об увеличении окончательной деформации.

Эрцен [32] предлагает для функции ползучести степенное выражение иного вида:

$$\Delta = Ae^{\alpha \left[ 1 - \left( \frac{a}{t} \right)^{\beta} \right]},$$

в котором $a$ — возраст бетона в момент загружения;
$\alpha$ и $\beta$ — две постоянные характеристики бетона.

Росс [101] в интерпретации законов ползучести прибегает к реологической модели. Последняя составляется у него из упругой пружины с характеристикой $\alpha$ и из вязкого элемента, сопротивление которого движению предполагается пропорциональным скорости движения:

$$\frac{d\Delta}{dt} = T\Phi.$$

Наконец, предлагается и степенное отношение вида

$$\Delta = T\alpha\left[1 - e^{-\frac{\Phi}{\alpha}t}\right],$$

которое мы вынуждены отвергнуть как не отвечающее опыту (стр. 243). Из него легко можно вывести вычислением и влияние разгрузки, и эффект повторных загружений, и т. п. Недостатком этого реологического модуля следует, однако, признать то, что он чрезмерно упрощает процесс и имеет в виду лишь вполне обратимые деформации.

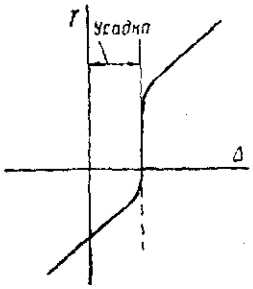


Рис. 135. Совмещенная диаграмма ползучести при растяжении и при сжатии с точкой перегиба для усадки

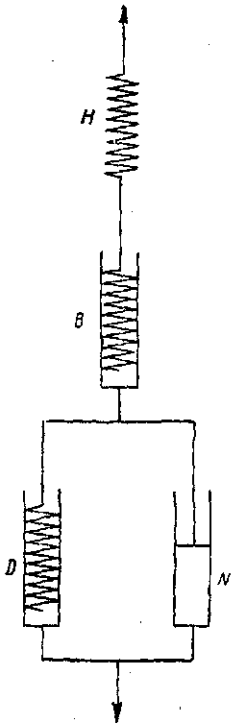


Рис. 136. Теория ползучести. Элементарная модель (аналогия Торрохи—Паэсса)

Э. Торроха и А. Паэсс [123, 124] разработали более сложную модель, представленную на рис. 136. Мы находим в ней две пружины $B$ и $D$, передающие нагрузки на стенку цилиндра исключительно трением. Они играют роль элементов упругости и возбуждают остаточную деформацию трением[1]. Пружина $B$

[1] А. Фрейденталь не вводил в свои расчеты этой формулы трения. См. [34].

соединена последовательно с поршневой пружиной $D$; резервуар $N$, содержащий вязкую жидкость, соединен с цилиндром $D$. Эта модель отражает как будто и мгновенную упругость, и вязкую упругость, и трение, обнаруживая вместе с тем и остаточные деформации.

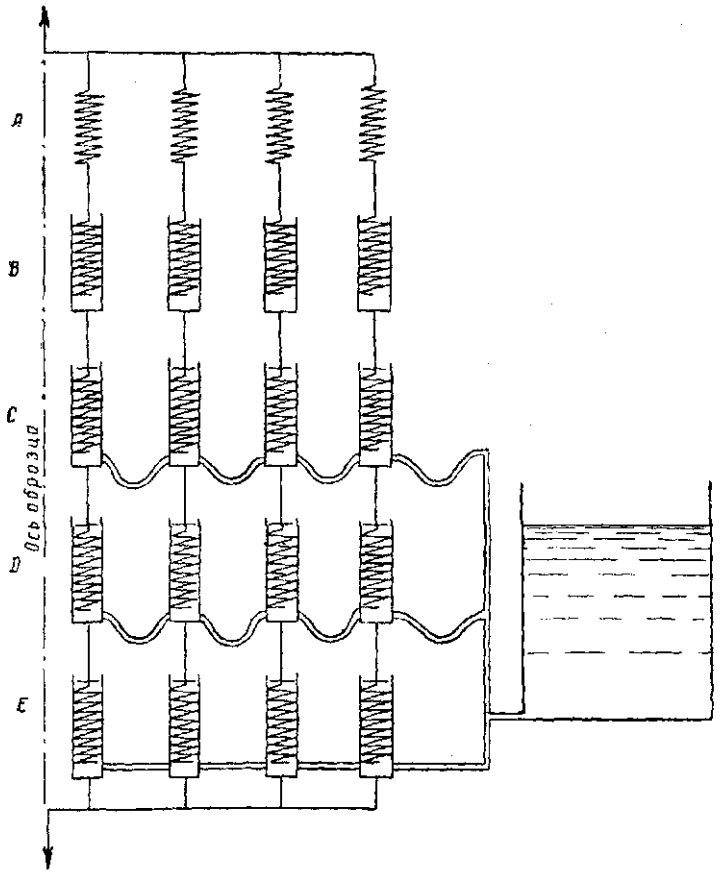


Рис. 137. Более полная модель (аналогия Торрохи—Паэсса)

В более полной модели авторы пожелали скомбинировать несколько различных систем, аналогичных описанной. Они получили систему параллельных колонн, каждая из которых является цепью тождественных механизмов; вся же система в целом рассматривается как большое число таких взаимно связанных механизмов (рис. 137).

Элемент $A$ каждой последовательности представляет собой пружину без трения и без вязкости. За ним следует элемент $B$

с пружиной и трением, но без вязкости. Элементы $C$, $D$, $E$ представляют собой поршни, сжимающие вязкую жидкость в цилиндрах. Выпускные отверстия этих цилиндров последовательно уменьшаются, моделируя, таким образом, возрастающую вязкость. Соответствующие цилиндры смежных колонн соединены капиллярными трубками, а вся система в целом присоединена к общему резервуару, достаточно большому для того, чтобы изменениями гидростатического давления при циркуляции жидкости можно было пренебречь. Предполагается при этом, что горизонт жидкости во всех цилиндрах $C$, $D$, $E$ и в резервуаре одинаков. Если характеристики каждого звена различны, то большое число последних может отобразить статистически деформацию такой упруго-пластически-вязкой системы, какую представляет собой бетон. Усадку в этой модели можно отобразить снижением отметки воды в резервуаре. Падение уровня, имеющее место в каждом цилиндре, вызывает общее движение жидкости во всей системе, аналогичное тому, которое создается в бетоне выделением воды. Увеличение влажности окружающей среды для бетона отображается наполнением резервуара, который, таким образом, в описываемой модели представляет влажность среды.

Колоннами отображаются отдельные волокна бетонного образца, крайние из них более быстро реагируют на воздействие. Взаимодействия между колоннами отображают эффект поперечин на конце образца, а реакции $A$ воспроизводят внутренние напряжения.

Наконец, чтобы завершить описание этой модели-аналогии, нужно указать, что физические постоянные, характеризующие каждый из элементов, должны быть параметрами, зависящими от времени, — при этом условии они способны отобразить изменение свойств бетона во времени.

Нужно признать, что этот метод моделирования поражает глубокой продуманностью. Построенная этими авторами [123, 124] по аналогии более сложная модель представляет собой многократно статически неопределимую систему, решение которой требует преодоления ряда трудностей. Авторами сделана в этом смысле попытка, которая нам кажется успешной и с которой мы советуем интересующемуся читателю познакомиться.

Продолжая обзор теорий, мы переходим теперь к варианту Д. Мак-Генри [70], возбудившему оживленную дискуссию. Прежде всего он дает соотношение ползучесть-время, в которое входят два степенных выражения:

$$\Delta = \alpha\,[1 - e^{-rt}] + \beta e^{-pa}(1 - e^{-mt}),$$

где $t$ — время, протекшее с момента загружения, произведенного в возрасте $a$;

$\alpha$, $\beta$, $r$, $p$, $m$ — параметры, характеризующие бетон (здесь их рекордное число — пять!).

Это может служить отправным пунктом для некоторых вычислений путем интегрирования. В работе Д. Мак-Генри мы находим, кроме того, одно интересное замечание. Известно, что модуль упругости бетона увеличивается с возрастом и с продолжительностью загружения. Отсюда следует, что мгновенная упругая деформация уменьшается, и если «действительную ползучесть» рассматривать как разность между мгновенной упругой деформацией и полной деформацией, то собственное значение ползучести должно быть увеличено. (Мы всегда именно так и поступали в наших вычислениях с данными, полученными из испытаний Лермита-Лекамю). (См. рис. 138).

Другое замечание, которое, на мой взгляд, нужно принимать пока как гипотезу, утверждает обратимость ползучести. Это требует некоторых разъяснений. Рассмотрим кривую ползучести,

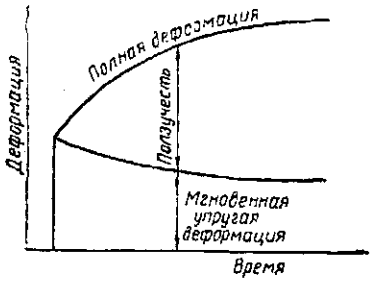


Рис. 138. Диаграмма «действительной ползучести»

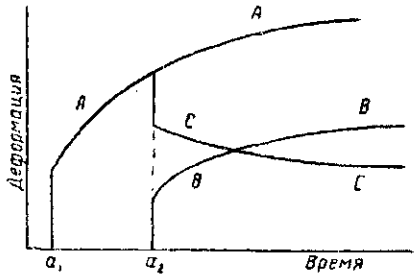


Рис. 139. Графическое представление гипотезы обратимости ползучести

построенную начиная с возраста $a_1$ (рис. 139). Пусть это будет кривая $A$.

Рассмотрим теперь кривую ползучести, начинающуюся с возраста $a_2$ (кривая $B$). Если образец $A$ разгрузить в момент времени $a_2$, то кривая разгрузки с возраста $a_2$ получится как результат вычитания ординат $B$ из ординат $A$, т. е. как кривая $C$.

Эта гипотеза привлекает своей простотой и в некоторых случаях она оправдывается [7]. Она могла бы подтвердить взаимное влияние испарения и давления и симметрию этих двух явлений. И тем не менее наши испытания не подтверждают ее со всей точностью (до более обстоятельной проверки). Упругое последействие протекает очень быстро, обнаруживая часто вязкий характер, между тем как ползучесть не следует простому закону вязкости, поскольку величина $a$ не пренебрежимо мала в сравнении с $t$. Пока я скажу, что гипотеза Мак-Генри — удобное приближение.

Остановимся теперь на некоторых работах русской школы. Первая, с которой мне привелось познакомиться, представляет

несомненный интерес, это — работа проф. А. А. Гвоздева [48][1]. Автор ее опирается на идеи Фрейссине[2] о миграции воды в капиллярных каналах, находящейся в связи (в приближенной теории) лишь с объемной упругой деформацией, но не с формоизменением. В соответствии с этим в концепции автора масса $W$ жидкогазообразной фазы, приходящаяся на единицу объема, должна под воздействием среднего напряжения $\tau = \frac{T_1 + T_2 + T_3}{3}$ и давления $T_1$ подвергнуться изменению, причем делается допущение, что это изменение зависит линейно от $\tau$ и от $T_1$, т. е., что $W = \beta\tau + \beta_2 T_1$. Если $v$ — скорость фильтрации, то $\frac{dW}{dt} = -\operatorname{div}(g\rho v)$, где $g$ — ускорение силы тяжести, $\rho$ — плотность. Отсюда делается вывод, что

$$\frac{dW}{dt} = K \operatorname{div} \operatorname{grad} T_1.$$

Этих уравнений (вместе с уравнениями равновесия и теории упругости), а также наличия граничных условий достаточно для решения задачи. Они представляют некоторую аналогию с соответствующими уравнениями механики грунтов. Мы не приводим здесь всех выкладок автора: читатель сам сможет найти их в тексте его статьи.

В конечном счете законы нарастания деформации определяются размерами образца (для цилиндра, в частности, — его радиусом $R$), поскольку время представлено в этом законе переменной $\theta = t(a^2/R^2)$, где $a^2$ — постоянная проницаемости. Можно вычислить также и кривую ползучести, которая обнаруживает любопытные явления: ползучесть проявляется сильнее в начале процесса, но исчезает скорее, чем деформация при сжатии, это влечет за собой перемещения нейтральной линии, отмеченные в наших испытаниях. Здесь находят объяснение также и петли гистерезиса при загружении и разгрузке, их сужение и их тенденция к некоторой форме равновесия. Теория А. А. Гвоздева чрезвычайно убедительна (séduisante) и призывает к дальнейшему углублению исследований. Ее, по-видимому, можно применить к макроскопическим процессам переноса воды, какова бы ни была их микроскопическая картина.

В одной из следующих своих работ [49] «Ползучесть бетона и пути ее исследования» А. А. Гвоздев на основании испытания образцов методом ступенчатого нагружения показывает, что

---

[1] А. А. Гвоздев, Опыт теории ползучести бетона. Известия АН СССР, ОТН, 1943, № 9/10. Имеется французский перевод. Автор посетил Францию, и я имел случай беседовать с ним о его работах.

[2] Книга Е. Фрейссине, «Переворот в технике бетона» имеется в русском переводе инж. М. А. Хераскова под ред. Н. М. Беляева. *(Прим. перевод).*

мгновенные упругие деформации следуют закону пропорциональности (т. е. закону Гука).

Исходя из весьма общих принципов, он утверждает, что закон упругого деформирования для простого (одноосного) напряженного состояния имеет вид

$$\Delta(t) = \frac{T(t)}{E(t)} - \int_{t_1}^{t} \frac{T(u)}{E(u)} L_e(t, u)\, du, \qquad \text{(а)}$$

где $L_e(t, u)$ — функция влияния прежних упругих деформаций на наблюдаемую полную деформацию.

Объемная деформация выразится формулой

$$\varepsilon(t) = \frac{\tau(t)}{K(t)} - \int_{t_1}^{t} \frac{\tau(u)}{K(u)} L_k(t, u)\, du,$$

где

$$\varepsilon = \frac{\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3}{3}, \quad \tau = \frac{T_1 + T_2 + T_3}{3}.$$

Аналогичным образом можно представить также изменение формы $\varepsilon_1' = \Delta_1 - \varepsilon$ и сдвига:

$$\varepsilon' = \frac{\tau'(t)}{2G(t)} - \int_{t_1}^{t} \frac{\varepsilon'(u)}{2G(u)} L_g(t, u)\, du,$$

$$\tau' = T - \tau,$$

где функции $L_e$, $L_a$, $L_g$ связаны между собой так, что каждая из них определяется через две другие, причем эта связь устанавливается таким же точно образом, как и связь между упругими постоянными теории упругости.

Если в приведенных уравнениях заданной величиной считать полную деформацию, а неизвестной окончательную упругую деформацию, то эти уравнения будут интегральными уравнениями Вольтерры, ядра которых будут представлены функциями влияния. Их решение может быть дано в следующем виде:

$$\frac{T(t)}{E(t)} = \Delta(t) - \int_{t}^{t} \Delta(u) R_E(t, u)\, du,$$

где $R_E(t, u)$ — резольвента интегрального уравнения, которую следует рассматривать как функцию влияния прежних полных деформаций на наблюдаемую упругую деформацию. Эта функция влияния может быть выведена из результатов испытания.

С этой целью продифференцируем уравнение (а) по времени загружения $t$. Мы получим тогда

$$L_e(t,\ t_1) = \frac{\frac{d\Delta}{dt_1} E(t_1)}{T(t_1)}.$$

Эта функция влияния может быть вычислена в том случае, если в нашем распоряжении имеются данные о ползучести тождественных образцов целой партии, загруженных в разных возрастах, отделенных друг от друга короткими интервалами.

Испытания М. С. Боришанского с бетонными призмами позволили определить эти функции влияния. Графическое представление их воспроизведено на рис. 140. Здесь можно заметить, что на каждой кривой имеются два активных участка,

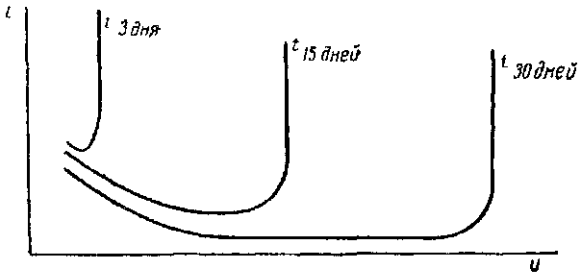


Рис. 140. Графическое представление функции влияния упругих деформаций на полную наблюдаемую деформацию по теории проф. А. А. Гвоздева и результаты испытаний М. С. Боришанского

один из них — у начала, соответствующий малым значениям $u$, другой — для значений $u$, близких к $t$. Память у бетона, как и у стариков, лучше сохраняет события юности и самых последних дат, чем промежуточных эпох. Напряжения, действовавшие на бетон в самое последнее время, равно как и те, которым он подвергался вскоре после формования, оставляют на нем неуничтожимые следы, влияния же промежуточных событий и воздействий в значительной мере стираются.

Это чрезвычайно интересное математическое исследование было проведено для замедленной упругой деформации. Мне думается, что оно может оказаться весьма плодотворным в изучении ползучести, почему я и остановился на нем более подробно.

Отметим попутно, что проф. А. А. Гвоздев считает необходимым в расчетах по предельным состояниям учитывать нелинейность деформаций, несколько предваряющих разрушение.

Он добавляет, что нам не следовало бы, руководствуясь аналогией с одноосным испытанием, устанавливающим линейность деформации, предполагать, что и в статически неопределимых системах дело обстоит так же и что в них не происходит перераспределения напряжений.

Выполненные в ЦНИПСе испытания на сложный изгиб показывают, что с превышением нагрузки сверх 50% разрушающей наблюдается смещение нейтральной линии по направлению к сжатой грани.

Что мы можем сделать в разрешении задачи прогноза ползучести? Окончательное значение деформации ползучести зависит от столь большого числа параметров, что дать в настоящее время практическую формулу для ее определения не представляется возможным. Нам известно лишь, что для бетона, загруженного в возрасте 28 дней, величина окончательной деформации при выдерживании бетона в атмосфере средней влажности (75%) в 3—5 раз превышает величину упругой деформации. Для загружения бетона в возрасте $a$ мы попытались установить приближенную формулу для определения окончательной величины ползучести с использованием двух зависящих от бетона параметров:

$$\Delta_p = \frac{D}{R_a}\left[1 + \frac{Q}{\Delta_{n0}}\Delta_n\right],$$

где $R$ — прочность на сжатие к моменту загружения;

$\Delta_n$ — окончательная величина усадки бетона, подвергавшегося той же влажностной обработке без нагрузки;

$\Delta_{n0}$ — окончательная величина теоретической усадки бетона, выдержанного при нулевой влажности (0%);

$D$ и $Q/\Delta_{n0}$ — две постоянные характеристики;

$D/R_a$ — окончательное значение ползучести в воде.

Но эту формулу следует расценивать как грубо ориентировочную.

Попытка предсказания величины ползучести была сделана Чангом и Кеслером [18] на базе использования акустических характеристик — скорости звука и его затухания. Сформулированное ими соотношение исходит из предположения, что функция ползучести отображается прямой в логарифмических координатах времени и деформации. Известны трудности, связанные с применением этой системы координат. И, наконец, этот способ не дает окончательного значения ползучести. К тому же описание его не столь детально, чтобы мы могли оценить качество использованных экспериментальных результатов.

## Заключение

Всякое рассуждение нужно завершить выводом хотя бы для того, чтобы избавить читателей от чтения всего текста целиком[1]. Поэтому прежде всего мы скажем, что ползучесть действительно существует; 40 лет назад эта истина не представлялась еще очевидной, поскольку, согласно Фрейссине, А. Менаже отрицал ее в своем курсе в Школе мостов и дорог в 1913 г. Далее, мы скажем, что ползучесть представляет собой, по-видимому, явление гидростатического сдавливания (связывания) и что оно развивается в геле, в цеолитовых или иных слоях воды. Она, по-видимому, связана с испарением воды либо под воздействием внешней среды, либо под воздействием давления, хотя никаким измерением это не установлено. Во всяком случае ползучесть связана с усадкой, с которой она не складывается, но сочетается при минимальном взаимодействии. Погружение бетонного образца в воду после разгрузки приводит к обратному поглощению воды и к бо́льшему набуханию бетона, чем то, которое достигается погружением его в воду без предварительной загрузки.

Ползучесть проявляет, по некоторым признакам, тенденцию принять постоянное значение, зависящее при прочих равных условиях от напряжения. Деформированное состояние бетона под определенной нагрузкой и в определенных условиях среды стремится стабилизироваться на некоторой окончательной величине.

Деформированное состояние бетона стремится принять значение, пропорциональное напряжению, причем минимум его соответствует усадке, а слабые нагрузки и короткие сроки вносят некоторые нарушения в это правило. Деформация следует закону экспоненциального типа, аналогичному закону вязкости, с той лишь разницей, что входящий в него коэффициент представляет собой переменную величину, монотонно изменяющуюся с возрастом:

$$\frac{d\Delta}{dt} = (\Delta_m - \Delta) K(a, t).$$

Окончательная величина деформации получается тем меньше, чем значительнее возраст, в котором было произведено загружение.

Окончательная величина ползучести зависит от состава бетона. Она увеличивается как при сниженных дозировках цемента, так и при высоких (т. е. для очень тощих и очень жирных бетонов). Она проходит через некоторое минимальное значение для данного гранулометрического состава. Влияние за-

[1] Я все же надеюсь, что большинство возьмет на себя этот труд ради того, чтобы мой труд не оказался напрасным.

полнителей сказывается лишь при их весьма низком модуле упругости или же в случае, если они подвергаются собственным пластическим деформациям.

На ползучесть оказывает влияние и режим выдерживания бетона как до загружения, так и при загружении. Достижение высокой прочности бетона путем предварительного выдерживания его до загрузки в воде, кажется, снижает ползучесть. Достоверно, что влажность среды в период действия нагрузки оказывает на ползучесть воздействие, сравнимое с тем, которое она оказывает на усадку без нагрузки.

Скорость ползучести тем меньше, чем больше средний радиус испытуемого объема бетона, аналогично тому, как это наблюдается при усадке без нагрузки. Окончательная усадка, как будто, уменьшается с увеличением этого среднего радиуса (размеры образцов определяются согласно законам подобия).

По разгрузке бетон испытывает упругое последействие или замедленную (запаздывающую) упругую деформацию, носящую, по-видимому, чисто вязкий характер и быстро исчезающую (по истечении нескольких дней).

Поперечная пластическая деформация при сжатии либо равна нулю, либо получается очень незначительной, если нагрузка не достигает 50% разрушающей. Статическое загружение не оказывает заметного влияния на величину разрушающей нагрузки (при сжатии), если она не достигает 50% разрушающей динамической нагрузки. Статическое разрушение можно получить при нагрузках, не достигающих 90% динамической разрушающей.

Повторная нагрузка вызывает разрушение и до достижения 70% динамической разрушающей.

Деформации ползучести под повторной нагрузкой приобретают повышенную скорость и не налагаются на деформации ползучести под статической нагрузкой.

Пластические деформации при изгибе и кручении получаются ускоренными, а при изгибе влекут за собой более или менее обратимое перемещение нейтральной линии.

В сложном напряженном состоянии ползучесть, по-видимому, пропорциональна разности наибольших главных напряжений.

Пусть эти немногие указания послужат нам заключением.

## УКАЗАТЕЛЬ ЛИТЕРАТУРЫ

### К СТАТЬЕ «ЧТО МЫ ЗНАЕМ О ПЛАСТИЧЕСКОЙ ДЕФОРМАЦИИ И ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА?»


1. Antra K. F., Volume changes in concrete, Ind. Concr. J., 15/II, 1950.
2. Arnan M. A., Reiner M., Teinowitz M. Loading tests of reinforced floor structures, Res. Counc. Israël, Jerusalem, 1950.
   Исследование замедленной деформации железобетонных сооружений.[1]
3. Arnstein A., Reiner M., Creep of cement, cement-mortar and concrete, Civ. Eng., IX, 1945.
4. Aroutiounian N. K. H., Applications de la théorie du fluage, Paris, 1957[2].
5. Арутюнян Н. Х., Теория упругого напряженного состояния бетона с учетом ползучести, Прикл. мат. и мех., АН СССР, № 6, XIII, 1949[3].
6. Арутюнян Н. Х., Некоторые вопросы теории ползучести. Прикл. мат. и мех., АН СССР, 1952, XVI; ДАН Арм. ССР, 1951, № 3.
7. Backstom S., Creep and creep recovery of cement mortar, 5-e Congr Ponts et Charp., Public. Prelim., p. 76, 1956.
8. Beer F.,Reduction of shrinkage and creep of concrete by curing in strream and hot air. ZVDI, Düsseldorf, 98, № 20, VII, 1956.
9. Bernall J. D., Jeffrey J. W., Taylor H. F. W., Crystallographic research on the hydratation of Portland cement, Mag. Concr. Res., X, 1952.
10. Berthier R., Essais de fluage du béton — Pont de Rabat-Salé, Работа еще не опубликована.
11. Bingham E. C., Reiner M., The rheological properties of cement and cement mortar-stone, Physics, 4, 1933, p. 88.
12. Blanks R. F., Mc Henry D., Plastic flow of concrete relieves high-loads stress concentration, Civ. Engineering V, 1949, p. 40.
    Исследование концентрации напряжений.
13. Bolomey J., Déformations élastiques plastiques et de retrait de quelques bètons, Bull. Techn. Suisse Rom., 25, VII, 1942, p. 169.
14. Bureau of Reclamation, Investigations of portland cements, Builder Canyon Project, Denver, 1949. (Мелиоративное бюро США). В §§ 310 и 406 некоторые результаты испытаний по исследованию зависимости ползучести от температуры. Отчетливых выводов из них, однако, не делается.
15. Busch T., Das plastische Verhalten des Betons, Berlin, 1937.
16. Castiglia C., Recherches expérimentales sur le comportement plastico-visqueux des bétons, La Ricerca Scient., VI, 1951, p. 48.


---

[1] Краткие аннотации трудов (приводимые в указателе на русском языке) даны автором.

[2] Книга сопровождается предисловием Р. Лермита с оценкой важности построенной теории. Русское издание — Н. Х. Арутюнян, Некоторые вопросы теории ползучести, Гостехиздат, М., 1952 *(Прим. перев.)*.

[3] В статье Р. Лермита имеются ссылки на работы советских авторов, не переведенные на французский язык; эти работы в указателе литературы приведены на русском языке.

17. Castiglia C., I. fenomeni di adattamento nei calcestruzzi giovani, Atti e Rass. Tecn., Turin, I, 1951, p. 21.
18. Chang T. S., Kesler C. E., Prediction of creep behaviour of concrete from sonic properties, Univ. of Illinois, Eng. Exp. Station, T., A. M. Report, № 91, I, 1956.
19. Clemmer H. F., Effect of continuous loads on concrete, Proc. American Soc. for Test, Mat., 23, 1923, p. 339.
20. Colliyns R., Etude expérimentale du fluage du béton. Ann. T. P., Belgique, X, 1945, p. 577. Исследования изгиба в применении к технике предварительного напряжения.
21. Davis R. E., Flow of concrete under sustained compressive stress, Proc. Amer. Concrete Inst., 24, 1928, p. 303.
22. Davis R. E. et Davis H. E., Flow of concrete under the action of sustained loads, Proc. Amer. Concrete Inst., 27, 1931, p. 837.
Обстоятельная статья (сжатие, изгиб и железобетон).
23. Davis R. E. et Davis H. E., Flow of concrete under sustained compressive stress, Proc. Amer. Soc. for Test. Mat., 30, 1930, p. 707.
24. Davis R. E., Davis H. E. et Brown E. H., Plastic flow and volume changes of concrete, Proc. Amer, Soc. for Test, Mat., 37, 1937, p. 317.
25. Davis R. E., Davis H. E. et Hamilton J. S., Plastic flow of concrete under sustained stress, Proc. Amer. Soc. for Testing Mat., 34, 1934, p. 354.
26. Dawance G., Expérience de relaxation des contraintes dans le béton précontraint. Mémoires Ass. Int. P. et Charp., XII, Zurich, 1952.
Вспомогательное исследование ползучести на растворах, показывающее, что по истечении 70 дней устанавливается линейный закон зависимости деформации от напряжения. Эти результаты были подтверждены впоследствии (статья еще не опубликована).
27. Duke C. M. et Davis H. E., Some properties of concrete under sustained combined stresses, Proc, Amer, Soc. for Test. Mat., 44, 1944, p. 888.
28. Duhrkop H., Betons krybning. Tekniske For. Tidsskrift, № 4, 1940.
Работа главным образом библиографического характера.
29. Dutron R., Déformations lentes du béton armé sous l'action des charges permanentes, Ann. T. P. Belgique, XII, 1936. II, 1937.
Очень важное экспериментальное исследование.
30. Dutron R., Le fluage des bétons, Silicates industriels, X, 1956.
*Итоги работ последнего времени.*
31. Eidelmann C. Ja., Die Bestimmung des Elasticitäts- und Kriechverhaltens von Beton in Bauwerken, Bauplanung u. Bautechnik, V, 1953, p. 233.
Определение режима упругих деформаций и ползучести бетона в сооружениях.
32. Erzen C. Z., An expression of creep and its application to prestressed concrete, J. Amer. Concrete Inst., VIII, 1956, p. 205.
33. Faber O., Plastic yield, shrinkage and other problems of concrete and their effect on design, Proc. Inst. Civ. Eng., 225, 1927—1928, p. 27.
34. Freudenithal A. M., Creep effects in the analysis of reinforced concrete structures, 5-e Congrès P. et Charp., Lisbonne, 1956, p. 85, Public Prelim.
35. Freyssinet E. L'évolution future des propriétés des matériaux, Travaux, 1943, p. 179.
36. Freyssinet E., Etude sur les déformations lentes des ciments en retrait Congrès Int. Béton, Liège, 1930.
Исследования на изогнутых балках.
37. Freyssinet E., Une révolution dans les techniques du béton. Paris, 1936.
Изложение знаменитой теории Фрейссине о структуре бетона и его деформировании [1].

[1] Имеется русское издание: Е. Фрейссине, Переворот в технике бетона, перев. инж. М. А. Хераскова, под ред. проф. Н. М. Беляева, Госстройиздат, 1937. (*Прим. перев.*).

38. Friedrich E., Uber das Schwinden und Kriechen des Betons, Ost. Betonvereins, I, 1950, p. 137.

39. Fuller A. H. et Moore C. C., Time tests of concrete, Proc. Amer Concrete Inst., 12, 1916, p. 302.

40. Gehler W. Amos H., Versuche über Elasticität, Plasticität und Schwinden von Beton, Berlin, 1934.
Исследование на изогнутых балках.

41. Giangreco E., Recherches expérimentales sur le fluage des ciments Ann. Inst. Techn. BTP. VII—VIII, 1954.
Одно из редких исследований на чистом цементном камне и жирных растворах.

42. Glertz-Hedstrom S., Plastisk deformation hos oarmerad betong, Svenska Betong föreningens, 9/X, 1939 (Trad. Lab. BTP).
Ценный систематизированный обзор литературы.

43. Glertz-Hedstrom S., The physical structure of hydrated cements, Proc. Symposium on Chemistry, Cements (Stockholm), 1938, p. 505.

44. Glanville W. H., Creep of concrete under load. The structural Engineer, London, № 2, 1933, p. 56, La plasticité du béton sous charge, Inst. Techn. BTP, C. R., 1934—1935, p. 261.
(Французский перевод основного труда).

44a. Glanville W. H., The creep and flow of concrete under load, Building Res. Techn. Paper, № 12, 1930, HMSO.

45. Glanville W. H, Work of the building research station on small movements in concrete, Congrès de Liège, Béton armé, 1930.

46. Goldbeck A. T. et Smith E. B., Tests of large reinforced concrete slabs, Proc. Amer. Concrete Inst., 12, 1916, p. 324.

47. Гольденблат И. И., Некоторые вопросы теории упруго-пластических деформаций, статья в сборнике ЦНИПСа «Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов», под ред. проф. А. А. Гвоздева, Госстройиздат, М., 1955.

48. Гвоздев А. А., Опыт теории ползучести бетона, Известия АН СССР, ОТН, № 9/10, 1943, стр. 84—95.

49. Гвоздев А. А., Ползучесть бетона и пути ее исследования, статья в сборнике ЦНИПСа «Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов», под ред. проф. А. А. Гвоздева, Госстройиздат, М., 1955.

50. Hatt W. K.. Notes on the effect of time element in loading reinforced concrete beams, Proc. Amer. Society for Test. Mat., 7, 1907, p. 421.

51. Hatt W. K., Researches in concrete, Bull. № 24, Purdue Univ., Eng. Exp. Station, 1925, p. 39.

52. Hollister S. C., Plasticity and temperature deformations in concrete structures, Proc. Amer. Concrete Inst., 15, 1919, p. 127.

53. Howard R. S, et Peabody D., Shrinkage and plastic flow of prestressed concrete, J. Amer. Concr., Inst, 1946, p. 229.

54. Janni A. C., Method of designing a rectangular reinforced concrete slab, Trans. Amer. Soc. of Civ. Eng., 80, 1916, p. 1689.

55. Jones D. G. et Richart F. E., The effect of testing speed on strength and elastic properties of concrete, Proc. Amer. Soc. for Test. Mat., 36, 1936. p. 380.

56. Kubo K., Plastic behavior and creep of cement mortar. Proc. I. Jap. Nat. Congr. Appl. Mech. Science Con. Japan, V, 1952.
Теоретические соображения о кривой ползучести при ступенчатом загружении.

75. Lea F. M. et Lee C. R., Shrinkage and creep of concrete, Symposium shrinkage, cracking of cementive mat., Soc. Chem. Ind., London, 1947.

58. Le Camus B., Recherches sur le comportement du béton et du béton armé soumis à des efforts répétés, C. R. Rech. Lab. BTP, 1945—1946, p. 24.
Исследование ускоренной деформации под повторными нагрузками.
59. Le Camus B., Recherches expérimentales sur la déformation du béton et du béton armé, C. R. Rech. Lab, BTP, 1945—1946, p. 169.
I. Переменное загружение неармированного бетона.
II. Замедленные деформации неармированного бетона.
III. Замедленные деформации железобетона.
60. Lee C. R., Creep and shrinkage in restrained concrete, IV Congr. des grands barrages, 1951, Question 15, R. 46.
Интересные результаты, относящиеся к напряжениям в бетонных образцах, длина которых сохраняется постоянной, к влиянию температуры и к внутренним напряжениям, вызванным изменениями последней.
61. Levi F. et Pisetti G., Fluage, plasticité, précontrainte, Paris, 1951.
62. L'Hermite R., Recherches expérimentales sur la déformation plastique des bétons, Ann. Ponts et Chaussées, № 7—8, 1940.
Начало испытаний, продолженных Лекамю.
63. L'Hermite R., La mécanique physique des bétons, C. R. Rech. Lab. BTP, 1945—1946, p. 1.
Изложенные мной здесь взгляды я в дальнейшем уточнил.
64. Lofquist B., Vattenfallsstyrelsen, Teknika Meddelanden, Série B. № 22, Stockholm, 1946.
65. Lord A. R., Extensometer readings in a reinforced concrete building over a period of one year, Proc. Amer. Concr. Inst., 13, 1917, p. 45.
66. Lorman W. R., The theory of concrete creep, Proc. Amer. Soc. for Test. Mat., 40, 1940, p. 1082.
67. Lynam C. G., Growth and movement in Portland Cement Concrete, Oxford Univ. pr., 1934.
Эта очень интересная книга становится уже несколько устаревшей в свете более новых исследований.
68. Lyse I., Plastic flow of concrete, Bull. Rilem, № 5, 1951.
Библиографический обзор.
69. Lyse I., Betongens Krympning og flytning, Betong, 41, № 2, 1946.
70. Mc Henry D., A new aspect of creep in concrete and its application to design, Proc. Amer. Soc. for Test. Mat., 43, 1943, p. 1069.
71. Mc Millan F. R., Time tests of concrete, J. Eng. Club of St. Louis, III, (USA), 1916.
72. Mc Millan F. R., Shrinkage and time effects in reinforced concrete, Studies in Eng., № 3, Univ. of Minnesota, 1915.
73. Mc Millan F. R., A study of column tests data, Proc. Amer. Concr. Inst., 17, 1921, p. 150.
74. Magnel G., Creep of steel and concrete in relation to prestressed concrete, Proc. Amer. Concr. Inst., 44, 1948, p. 485.
75. Maney G. A., Concrete under sustained working loads; Evidence that shrinkage dominates time yield, Proc. Amer. Soc. for Test. Mat., 40, 1941, p. 1021.
76. Maney G. A., Shrinkage of concrete as a factor in compressive steel stress, Engineering, Contracting, VI, 1930.
77. Maney G. A. et Lagaard M. B., Stress increases in compressive steel under constant load caused by shrinkage, Proc. Amer. Concrete Inst., 36, 1940, p. 541.
78. Mercadie F., Etude expérimentale sur les déformations du béton sous charge constante, Travaux, VIII, 1955, p. 670.
Несколько экспериментальных кривых, но с довольно большим разбросом.
79. Mongiardini V., Il retiro e lo scorrimento plastico del calcestruzzi, L'acqua (Italie), VII—IX, 1949.
80. Morris C. T., Effect of plastic flow and volume changes on design, Report of committee 313, Proc. Amer. Concr. Inst., 33, 1937, p. 123.

81. Neville A. M., Theories of creep of concrete, J. Amer. Concr. Inst., IX, 1945, p. 47, Discussion, XII, 1946, p. 1139.
82. Oberti G., Deformazioni anelastische dei calcestruzzi della diga di Osiglietta, Giorn. Gen. Civ., IX—X, 1946.
83. Ostlund L., Stability of concrete structures submitted to long time loads Nordish Betong, № 1. 1957, p. 77.
84. Paez A., Reologia del hormigon, Inst. Tec. Concstruc. y Edif., № 122, Madrid, 1953.
Реологическая модель.
85. Peltier R., Essais de fluage rapide de bétons, V Congrès Ponts et Charp., Public. Prelim., 1956, p. 145.
86. Pickett G., The effect of change in moisture-content on the creep of concrete under a sustained load, Proc. Amer. Concr. Inst., 38, 1942 p. 333.
87. Pickett G. Shrinkage stresses in concrete, part 2. Proc. Amer. Concr. Inst., 42, 1946, p. 361.
88. Powers T. C., Brownyard T. L., Studies of physical properties of hardened cement paste. J. Amer. Concr. Inst., X, XI, XII, 1946; I, II, III IV, 1947.
Выпущены отдельным изданием Американской ассоциацией портландцемента.
89. Probst E., Plastic flow in plain reinforced concrete arches, Proc, Amer. Concr. Inst., 30, 1934, p. 137.
90. Quirke T. T. Deformation of concrete under loading, Engineering, Contracting, 45, 1916, p. 571.
91. Rao K. L. Extensibility and cracking in concrete, Publ. of the IV Int. Congr. for Large Dams, 1951.
92. Rao K. L., A rational conception of creep in concrete, Publ. of the IV Int. Congr. for Large Dams, 1951.
Исследования железобетона.
93. Reiner M., Rhéologie théorique, Paris, 1955[1].
94. Reiner M., Deformation and flow, London, 1949, chap. XIII.
95. Reiner M., On volume or isotropic flow as exemplified in the creep of concrete, Appl. Science Research, The Hague, № 5—6, 1949, p. 475.
96. Rjanitzine A.,[2] Les bases de la théorie générale du fluage plastique, dans: Recherches sur la résistance, la plasticité et le fluage des mat. de constr. ZNIPS, Moscou, 1955 (Trad. Lab. BTP).
97. Richart F. E. Brown R. L. et Taylor T. G., The effect of plastic flow in rigid frames of reinforced concrete, Proc. Amer. Concr. Inst., 30 1934, p. 181.
98. Richart F. E. et Heitman R. H., Tests of reinfored concrete columns under sustained loading, Proc. Amer. Concr. Inst., 35, 1939, p. 33.
99. Richart. F. E. et Olson T. A., Rapid and long-time tests on reinforced concrete knee frames, Proc. Amer. Concrete Inst., 38, 1937, p. 459.
100. Richart F. E., Staehle G. C. Lyse I. et Kreidler C. L., Reinforced concrete column investigation, 4 Progress report, Proc. Amer. Concr. Inst., 28, 1932, p. 279.
101. Ross A. D., Creep and shrinkage in plain, reinforced and prestressed concrete, J. Inst. Civ. Eng., XI, 1943, p. 38.
Простая реологическая модель, отображающая уравнение вязкости.
102. Ross A. D., The creep of Portland blast furnace cement concrete, J. Inst. Civ. Eng., 8, 1938, p. 43.
103. Ross A. D., Concrete creep data, The Structural Eng., 15, 1937. p. 314.

---

[1] См. примечание на стр. 266.

[2] Русское издание — А. Р. Ржаницын, Разработка основ общей теории ползучести, статья в сборнике ЦНИПСа «Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов», под ред. А. А. Гвоздева, М., 1955. *(Прим. перев.)*.

104. Ross A. D., Experiments on the creep of concrete under twodimensional stressing, Mag. Concrete Res., VI, 1954, p. 3.
105. Seaman F. E., Determination of creep strain of concrete under sustained compressive stress, J. Amer. Concrete Inst., II, 1957, p. 803.
Влияние предварительной термической обработки.
106. Schwarz R., Uber franzosische Versuche zur Frage des plastischen Verformung von Beton, Beton und Stahlbetonbau, III, 1950.
Интерпретация результатов испытаний лаборатории Парижского научно-исследовательского института строительной техники.
107. Seed H. B., Creep and shrinkage in reinforced concrete structures, Engineering, 26/IX 1947, p. 309.
Сравнение различных теорий ползучести.
108. Seed H. B., Shrinkage and creep of concrete, Symposium on shrinkage and cracking of cementive materials, Soc. Chem. Ind., London, 1947.
109. Sergev S. I., Deformation of steel reinforcement during and after construction, Transactions of the Amer. Soc. of Civ. Eng., 99, 1934, p. 1343.
110. Shank J. R., The plastic flow of concrete, Ohio State Univ. Eng. Exper Station, Bulletin № 91, 1935.
111. Shank J. R., The mechanics of plastic flow of concrete, Proc. Amer. Concr. Inst., 32, 1936, p. 149.
112. Shank J. R. Bond, creep and shrinkage effects on reinforceed concrete. Proc. Amer. Concrete Inst., 35, 1939, p. 81.
113. Shank J. R., Plastic flow of concrete at high overload, Proc. Amer. Concr. Inst., 45, 1949, p. 493.
114. Slater W. A., Lyse I., Richart F. E et Staehle G. C., Reinforced concrete column investigation, 1 et 2 Progress Reports, Proc. Amer. Concrete Inst., 27, 1931. p. 677.
115. Smith E. B., Flow of concrete under sustained load, Proc. Amer. Concr. Inst., 12, 1916, p. 324.
116. Staley H. R., Peabody D., Shrinkage and plastic flow of prestressed concrete, Proc. Amer. Concrete Inst., 42, 1946, p. 229.
117. Straub L. C., Plastic flow in concrete arches, Proc. Amer. Soc. of Civil Eng., I, 1930.
118. Таль К. Э., О деформативности бетона при сжатии, статья в сборнике ЦНИПСа «Исследование по прочности, пластичности и ползучести строительных материалов», под ред. А. А. Гвоздева, Стройиздат, М. 1955.
119. Theuer A. U., Effect of temperature on the stress-deformation of concrete. J. of Research, Nat. Bureau of Standards, 18, 1937, p. 195.
120. Thomas F. G., A conception of the creep of unreinforced concrete and an estimation of the limiting values, The Structural Eng. № 2, 1933, p. 69.
121. Thomas F. G., Investigation on the vibration of concrete. The Structural Eng., 16, 1938, p. 142.
122. Torroja Miret E, Las deformaciones del hormigon por efecto de las cargas, Inst. Tec. Construc. y Edif., № 47, Madrid, 1949.
Реологическая модель.
123. Torroja E., Paez A., Set of concrete and reinforced concrete, см.: M. Reiner, Building Mat., North Holland Pub. Co, Amsterdam. 1954.
124. Torroja E., Paez A., A rheological model for concrete, 5-e Congrès Ponts et Charp., Lisbonne, 1956, Public Prelim. p. 155.
125. Vogt F., The effect of shrinkage on the deformation of concrete under sustained loads, Engin. Structures, Butterworths Scient. publ. 1949.
126. Vogt F., On the flow and extensibility of concrete, Norges Tekniske hogskole Avhandlinger till 25 arsjulibet, Trondheim, 1935, p. 1934.
Теоретическое исследование, о котором упоминается у Гирца-Хедстрома.
127. Washa G. W., Plastic flow of thin reinforced concrete slabs, Proc. Amer. Concr. Inst., 44, 1948, p. 237; IX. 1947, p. 237, 19, № 3.
128. Washa G. W. et Fluck D. G., Effect of sustained loading on compressive strength and modulus of elasticity of concrete, J. Amer. Concrete Inst., V, 1950, p. 693.

Интересное исследование о влиянии длительности действия нагрузки на прочность и модуль упругости.
129. Washa G. W. et Fluck D. G., Plastic flow of reinforced continuous beams. J. Amer. Concr. Inst., I. 1956, p. 549.
Исследование ползучести в неразрезных железобетонных балках.
130. Wettstein H., Dehnung und Verfestigung, Bet. u. Stahlbau, 1953, p. 11.
131. Whitney C. S., Plain and reinforced concrete arches, Proc. Amer. Concr. Inst., 28, 1932, p. 479.
Влияние ползучести на режим работы бетонных арок.
132. Williams G. M., Some determinations of the stress-deformation relations for concrete under repeated and continuous loadings. Proc. Amer. Soc. for Test. Mater., 20, 1920, p. 233.
133. Wilson W. M. et Kluge R. W., Laboratory tests of three-span reinforced concrete arch bridges, Univ. of Illinois Bulletins, № 270, 1934.
134. Woolson I. H., Some remarkable tests indicating „Flow" of concrete under pressure. Eng. News, 54, 1905, p. 459.
135. Young C. R., Torsional resistance of concrete, Canad. Eng., 43, 1922 p. 445. *

---

* После опубликования доклада Р. Лермита новый обзор по теме ползучести (как в бетоне, так и в железобетоне) был выполнен в Американском институте бетона и опубликован в его трудах:

См. Fluck P. G., Washa G. W. Creep of plain and reinforced concrete. I. Amer. Concrete Inst., 1958, IV, vol. 29, № 10, стр. 879—895. В конце приводится список литературы (121 название). (*Прим. перев.*)

## СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие редактора к русскому изданию . . . . . 5
Предисловие автора . . . . . 8

Глава I. **Бетонная смесь — приготовление и укладка**

Состав бетона . . . . . 9
Контроль свежеуложенного бетона . . . . . 13
Перемешивание бетонной смеси . . . . . 15
Транспортирование бетонной смеси . . . . . 18
Укладка бетонной смеси и реология . . . . . 19
Вибрирование бетонной смеси . . . . . 27
Трамбование и прокатка бетона . . . . . 39
Механическое обезвоживание: вибропрессование, центрифугирование, вакуумирование . . . . . 41
Раздельная укладка бетона и раствора. Активизация раствора . . 53
Бетоны с вовлеченным воздухом. Пластификаторы . . . . . 57

Глава II. **Деформация бетона**

Самопроизвольная деформация — усадка . . . . . 67
Упругая деформация под нагрузкой . . . . . 88
Пластическая деформация под нагрузкой . . . . . 101

Глава III. **Разрушение бетона**

Разрушение при сжатии . . . . . 110
Разрушение при растяжении . . . . . 126
Деформация и разрушение в условиях трехосного напряженного состояния . . . . . 135
Наибольшее формоизменение и наибольшее удлинение . . . 142
Полное упругое формоизменение . . . . . 146
Упругое последействие . . . . . 155
Потеря связности и разрушение . . . . . 162
Зона растяжения — сжатия . . . . . 169
Сыпучие (несвязные) материалы . . . . . 172
Усталость бетона. Повторная загрузка . . . . . 173

Глава IV. **Другие свойства бетона и воздействие на них**

Схватывание цемента . . . . . 177
Нормальное и ускоренное твердение . . . . . 182
Водопоглощаемость и водонепроницаемость бетона . . . . . 185
Влияние низких температур и морозостойкость бетона . . . . 196

Глава V. **Контроль качества бетона**

Контроль заполнителей . . . . . 200
Контроль вяжущего . . . . . 203
Контроль затвердевшего бетона в образцах . . . . . 205
Испытания бетона в сооружении без разрушения материала . . . 209

Приложение

**Что мы знаем о пластической деформации и ползучести бетона** . . 219