624.012
П33

А.Б Пирадов

КОНСТРУКТИВНЫЕ СВОЙСТВА ЛЕГКОГО БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

624.012
П33

А. Б. Пирадов

КОНСТРУКТИВНЫЕ СВОЙСТВА ЛЕГКОГО БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва — 1973

6С4.022
УДК 624.012.4 : 666.973
П33

Шрадов А. Б. Конструктивные свойства легкого бетона и железобетона. М., Стройиздат, 1973. с. 133.

В книге рассматриваются прочностные и деформативные свойства конструктивных бетонов на различных пористых заполнителях (естественных и искусственных) и их совместная работа с арматурой.

Приводятся показатели физико-механических свойств, которые могут быть использованы при расчете конструкций.

Даны результаты исследований железобетонных элементов и рекомендации по расчету прочности, жесткости и трещиностойкости с учетом специфических свойств легких бетонов. Приведены некоторые примеры осуществленных в строительной практике легкожелезобетонных конструкций.

Книга рассчитана на инженеров-проектировщиков и строителей, научных работников и аспирантов.

284087

П $\frac{0,325—357}{047(01)—73}$ 91—73

ПРЕДИСЛОВИЕ

Развитие легких бетонов и конструкций из них за последнее время значительно расширило области их эффективного применения. Существенно повысились марки легкого бетона, нередко достигающие 300—400 *кгс/см*^{2}. Изменились взгляды на легкий бетон, который в прошлом рассматривался преимущественно как материал для ограждающих конструкций. Примеры успешного применения конструктивных легких бетонов высоких марок в конструкциях промышленно-гражданского строительства и инженерных сооружений подтвердили большие возможности таких материалов, обусловленные особенностями их структуры и свойств.

Это послужило стимулом для нового быстрого развития исследований в области легкого бетона и конструкций из них. В нашей стране и за рубежом получено большое количество данных; созданы новые нормативные документы, регламентирующие свойства заполнителей и бетонов; выдвинуты рекомендации по проектированию конструкций.

В предлагаемой книге автор сделал попытку обобщить данные последних лет, полученные им самим и другими исследователями. В ней содержатся сведения о физико-механических свойствах легких бетонов, их сцепления с арматурой, прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных элементов.

Автор искренне признателен за важные указания в период работы над рукописью заслуженному деятелю науки и техники ГрузССР, проф. Г. Д. Цискрели — руководителю отдела железобетона ГрузНИИЭГС, где проводились исследования, и приносит благодарность заведующему кафедрой РИСИ д-ру техн. наук проф. Р. Л. Маиляну за ценные замечания.

1* Зак. 389

ВВЕДЕНИЕ

Перспективы роста капитального строительства, намеченные программой развития народного хозяйства СССР, требуют дальнейшего улучшения бетонных и железобетонных конструкций. Основными направлениями технического прогресса в этой области признаются: облегчение веса зданий и сооружений, расширение использования предварительно напряженных железобетонных конструкций, повышение качества применяемых материалов, совершенствование конструкций, технологии их изготовления, организации и методов производства работ.

Важное место в намечаемой программе приобретает вопрос о легких бетонах в ограждающих и несущих конструкциях. Если в 1970 г. было применено 18 млн. $м^3$ легкого бетона, то по прогнозу НИИЖБ в 1980 г. его применение значительно увеличится и составит примерно 16% общего объема железобетона. Существенно увеличится применение высокопрочного легкого бетона марок 300 и выше [91].

Это потребует от инженеров и научных работников расширения исследовательских и проектных работ.

К специфическим достоинствам легких бетонов относятся их малая объемная масса и значительная однородность.

Расширение области применения легких бетонов в различных областях строительства, особенно в плитах покрытий и перекрытий жилых, гражданских и производственных зданий, говорит о его высокой эффективности и экономичности. Экономия от применения легкого бетона получается в результате уменьшения количества бетона и арматурной стали, снижения собственного веса конструкций и связанного с этим уменьшения возникающих усилий.

Полное обоснование экономичности применения легкого бетона — задача сложная. По этому вопросу на Международном конгрессе по легкому бетону в Лондоне (1968 г.) был предоставлен доклад [182]. На основании сравнения стоимостей сооружений в целом из легкого и тяжелого бетонов при хороших грунтовых условиях (были приняты условия, при которых применение легкого бетона не обязательно обеспечивало лучшие показатели стоимости) были сделаны следующие общие выводы:

1. Применение легкого бетона вместо тяжелого для каркасов многоэтажных зданий мало влияет на их стоимость. Стоимость каркаса из легкого бетона меньше только для тех конструкций, для которых ниже отношение полезной нагрузки к собственному весу.

2. Если необходимые по расчету толщины плит и прогибы от ползучести велики, при равных толщинах стоимость плит из легкого бетона может оказаться ниже, так как прогибы от ползучести из-за собственного веса в легкобетонных плитах могут оказаться меньшими.

3. Для многоэтажных зданий выполнение каркаса из легкого бетона позволит уменьшить размеры колонн.

4. Экономия в стимости фундаментов становится ощутимой в случае строительства на слабых грунтах.

5. Применение легкого бетона в тонкостенных конструкциях дает экономию по сравнению с тяжелым. Чем больше пролет, тем значительнее экономия.

6. Применение легкого бетона в тонкостенных конструкциях и в предварительно напряженных элементах для промышленных зданий дает экономию на каркасе.

Все эти данные получены при учете более высокой стоимости 1 $м^3$ легкого бетона по сравнению с тяжелым. В СССР естественные легкие заполнители обходятся значительно дешевле, чем тяжелые, поэтому экономичность их применения более очевидна. Искусственные же легкие заполнители имеют различную стоимость, поэтому уменьшение их стоимости существенно отразится на экономике применения легкого бетона.

Первые крупные здания из легкого бетона были построены в тридцатых годах в Тбилиси. Заполнителями для бетона служили анийская пемза и артикский туф месторождений Армянской ССР. Возведению их предшествовала исследовательская работа, проведенная в Закавказском институте сооружений (ЗИС), переименованном впоследствии в ТНИСГЭИ, а ныне в ГрузНИИЭГС.

В дальнейшем благодаря работам советских и зарубежных ученых легкий бетон нашел повсеместное применение как в ограждающих, так и в несущих конструкциях зданий и сооружений, гидростроительстве, строительстве мостов. Не останавливаясь на истории развития конструкции из легкого железобетона (она хорошо освещена в специальной литературе), приведем некоторые примеры построенных сооружений.

Институт Маркса—Энгельса—Ленина (рис. 1) построен в Тбилиси в период 1933—1938 гг. В качестве заполнителя для легкого бетона была применена анийская пемза. Стены выполнены из бетона марок 25—35, перекрытия и часть колонн — из бетона марки 50.

Здание Госцирка в Тбилиси (рис. 2) построено в 1940 г. Стены выполнены из легкого бетона на анийской пемзе.

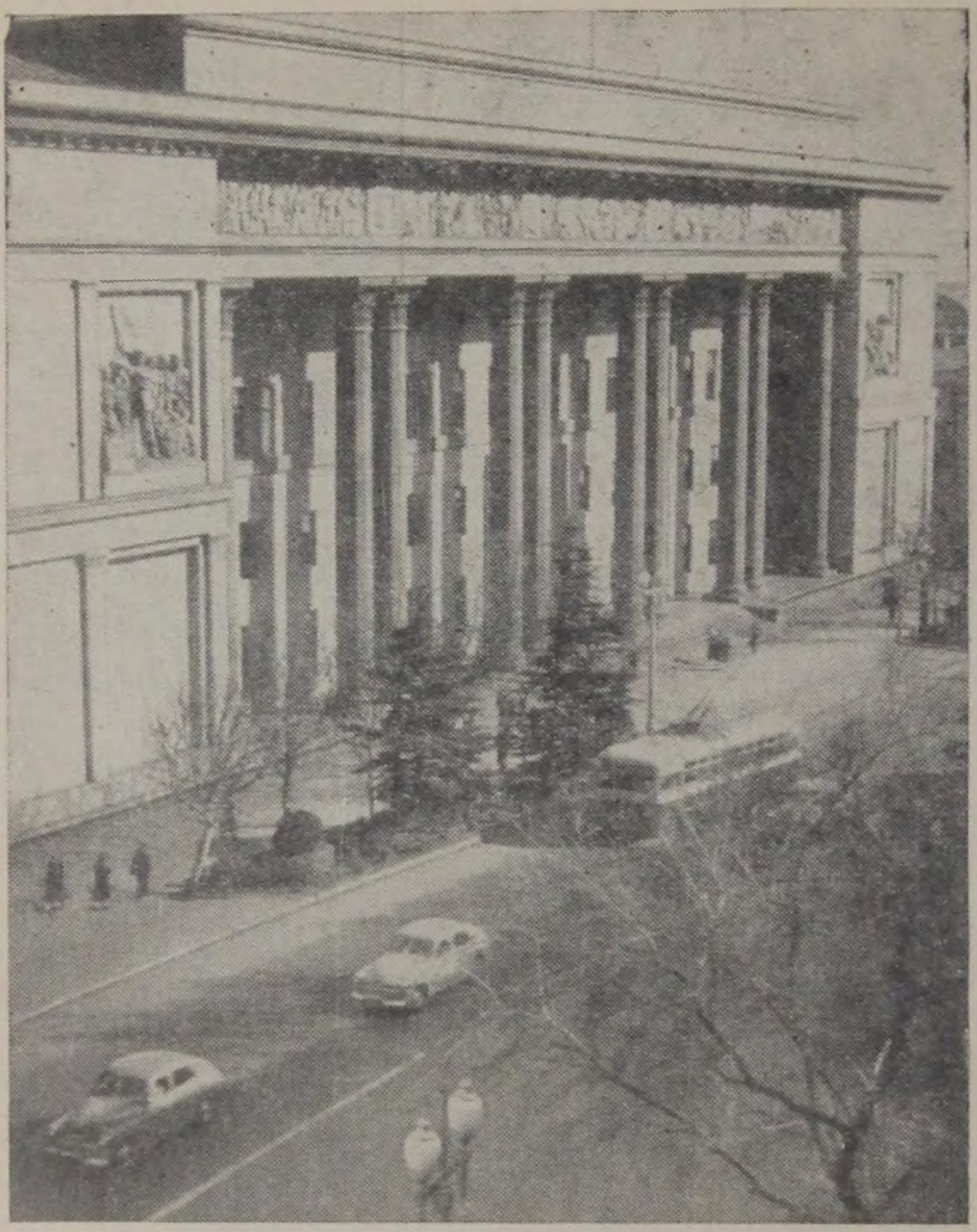


Рис. 1. Филиал Института марксизма - ленинизма в Тбилиси

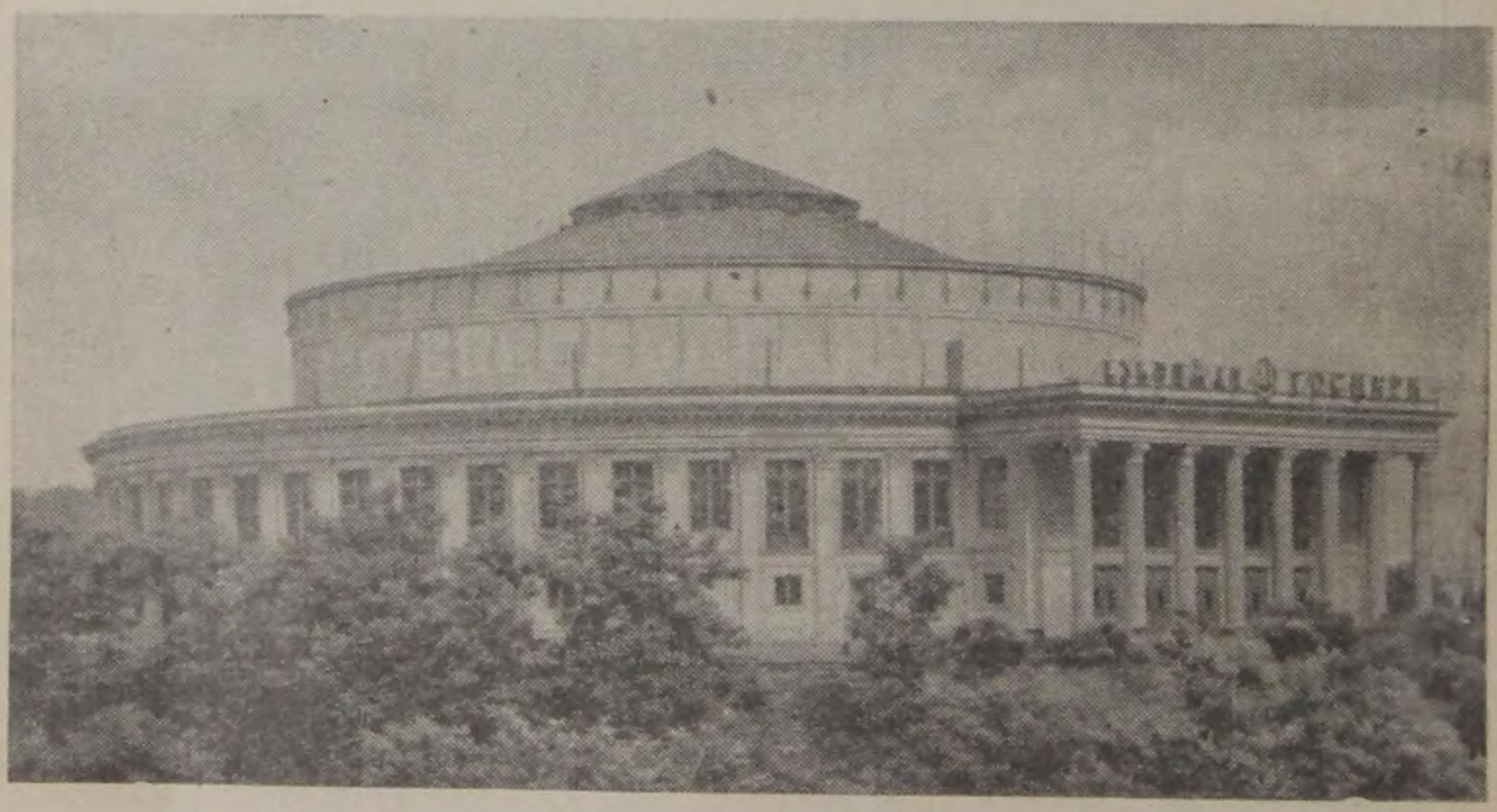


Рис. 2. Здание цирка на пл. Героев в Тбилиси

Рис. 3. Здание ТбИИЖТ на ул. Ленина в Тбилиси

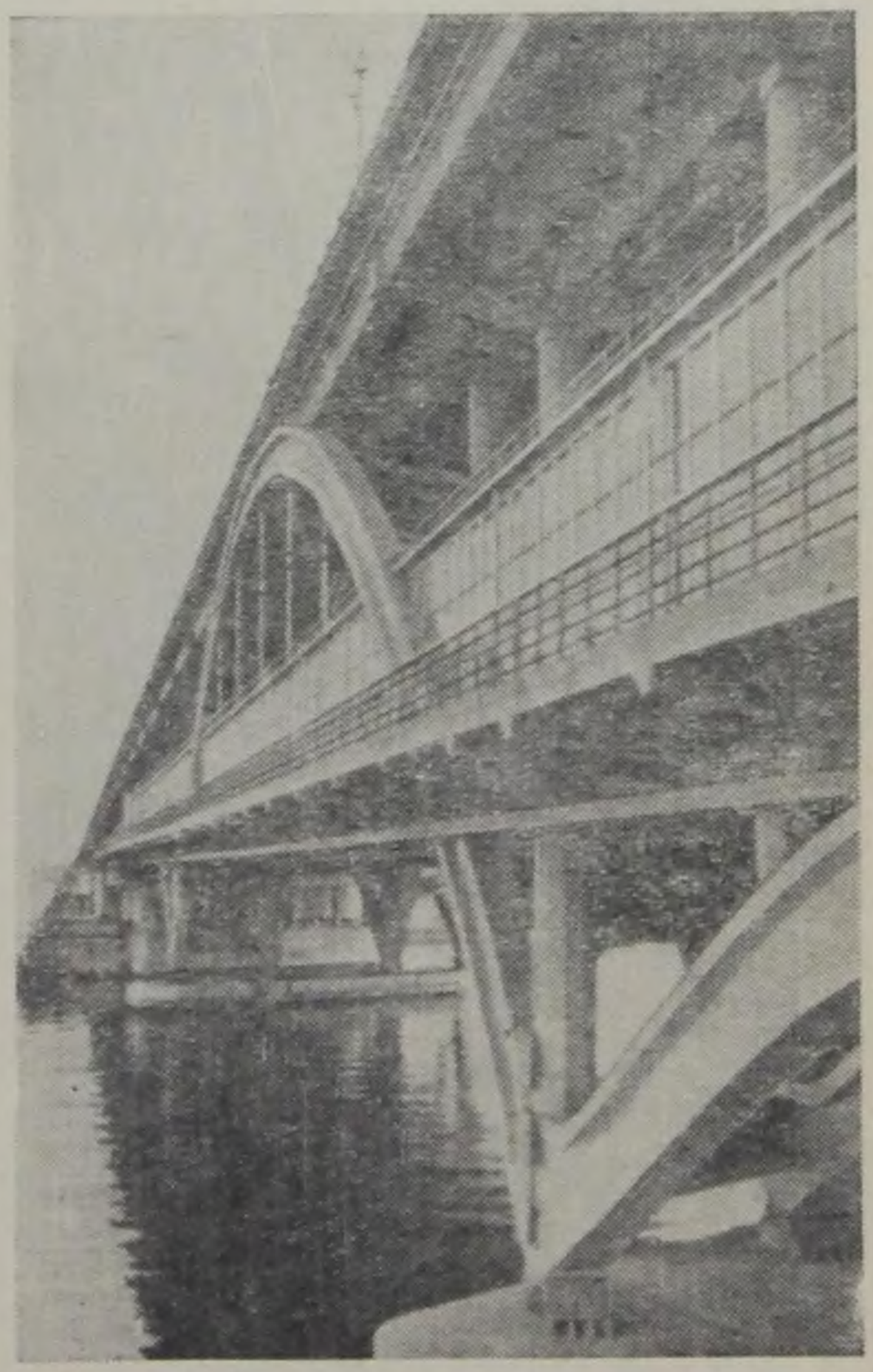


Рис. 4. Мост-метро в Москве

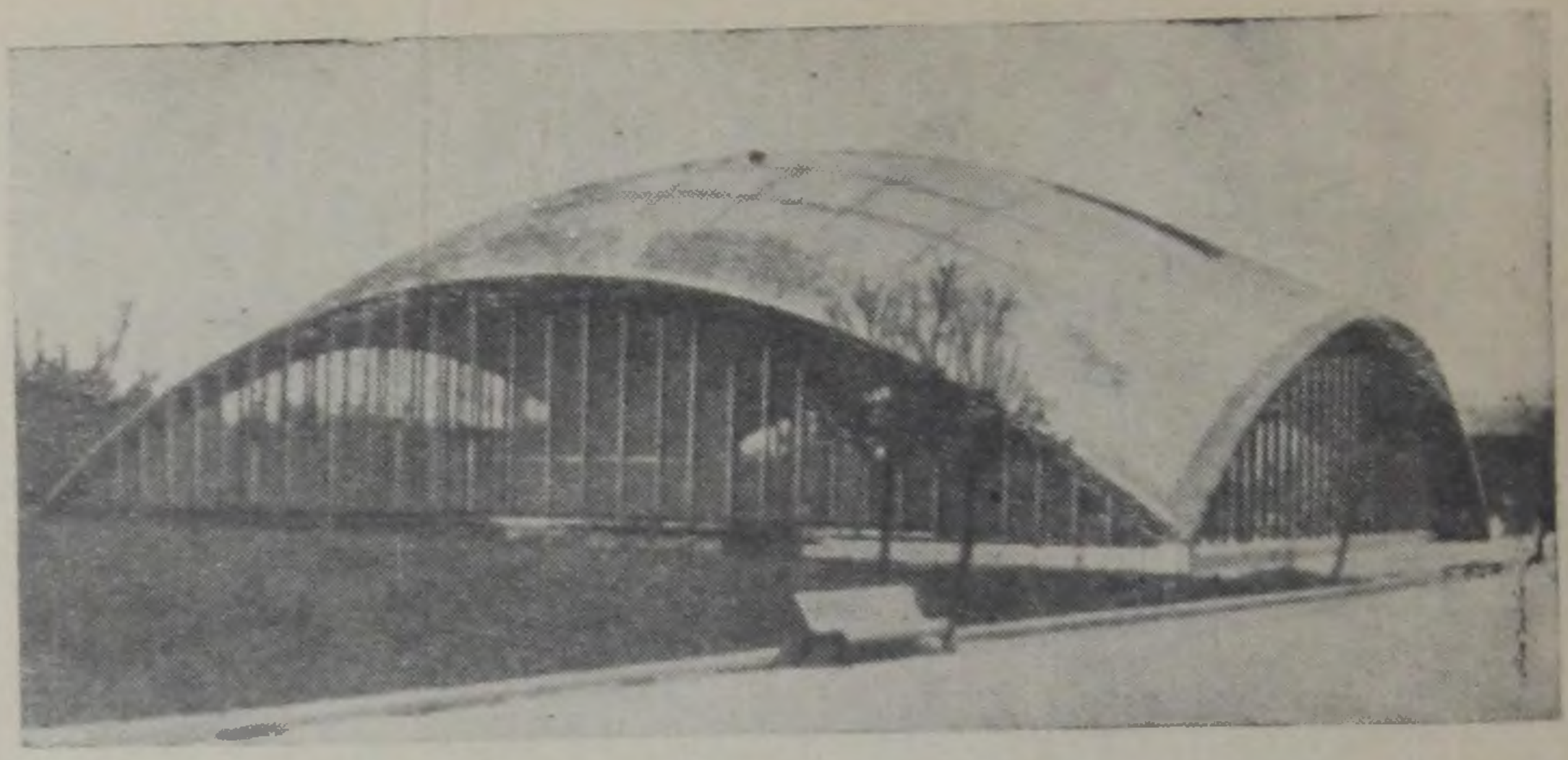


Рис. 5. Сборный купол на ВДНХ в Ереване

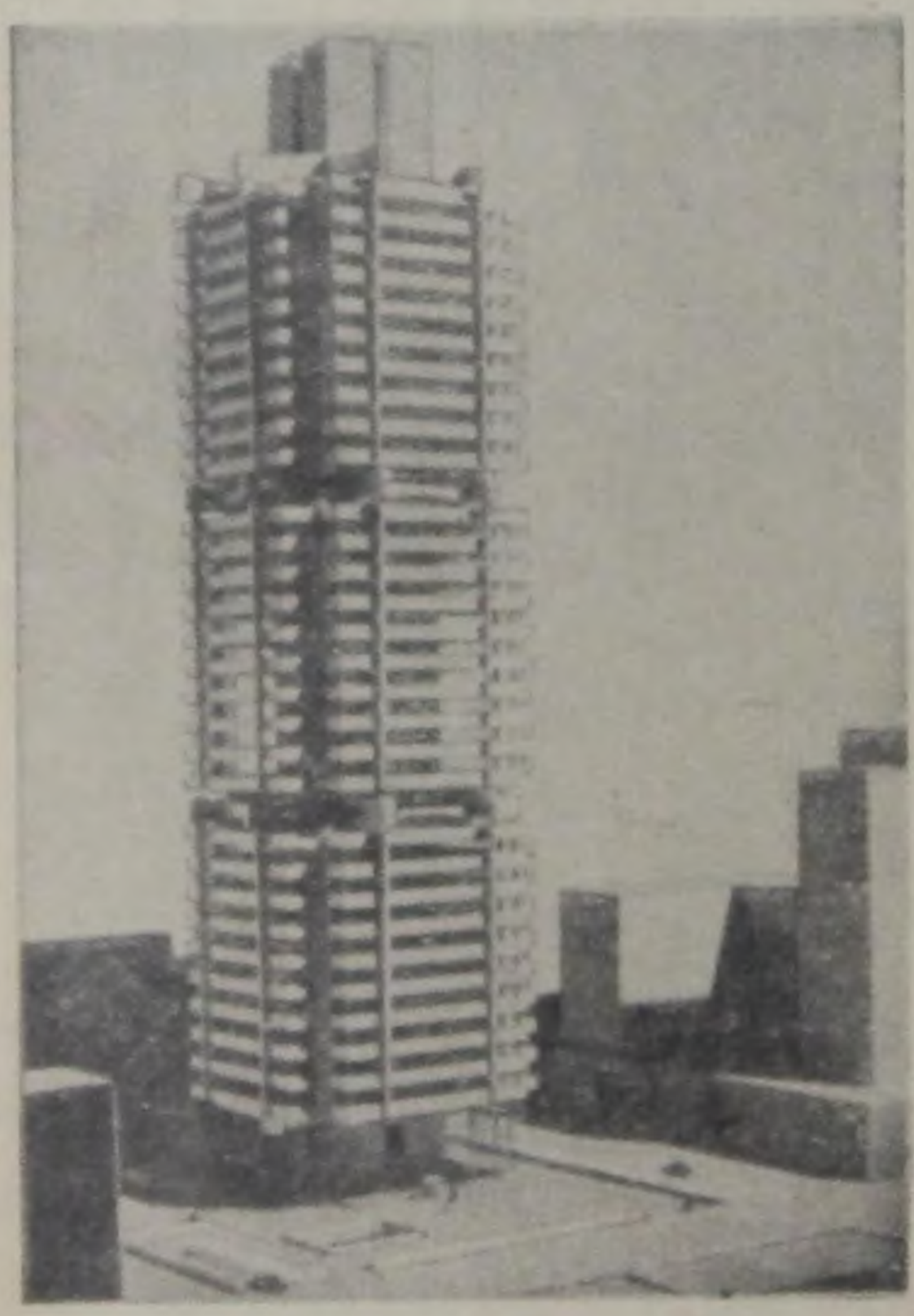


Рис. 6. Банк в Иоганнесбурге

Рис. 7. 50-этажное здание «Австралия Сквер» в Сиднее

Здание ТбИИЖТ в Тбилиси (рис. 3): первый этап строительства проведен в 1936—1941 гг., второй — в 1950—1955 гг. Все здание выполнено из легкого пемзобетона марок 50—110.

Мост-метро на Ленинских горах в Москве (рис. 4): тротуарные плиты в уровне станции и продольные балки второго яруса речного пролета, а также эстакадной части выполнены из легкого керамзитобетона марки 200.

Сборный купол на ВДНХ в Ереване (рис.5) выполнен из легкого литоиднопемзобетона. Укладку бетона вели торкретным способом.

В здании банка в Иоганнесбурге высотой 140 *м* (рис. 6) междуэтажные перекрытия выполнены из легкого бетона. Бетон изготовлялся из цемента, легкого и обычного песка и крупнозернистого заполнителя из вспученной глины с объемным соотношением 1 : 2,5 : 3,5.

В Сиднее закончено строительство двух 50-этажных зданий из монолитного легкого бетона — «Австралия Сквер» высотой 184 *м* (рис. 7) и «Парк Реджерс» высотой 140,6 *м*.

Приведенные примеры далеко не исчерпывают всего количества построенных сооружений. Благодаря своим положительным свойствам (малый объемный вес, хорошая звукоизоляция, лучшая огнестойкость, лучшая восприимчивость к сейсмическим воздействиям) легкий бетон успешно конкурирует с тяжелым и во многих случаях дает оптимальные технико-экономические показатели.

Накопилось немало исследований по выявлению сравнительных свойств легкого бетона и железобетона. Однако результаты в этих исследованиях зачастую не согласуются и даже противоречивы, так как получены на основе разной методики и с применением разных видов легких заполнителей. Кроме того, при обобщении опытных данных не всегда учитывались качественные особенности заполнителей. Между тем можно, безусловно, обнаружить общие закономерности почти для всех видов легких заполнителей, если в качестве факторов влияния выбрать обобщенные физические характеристики, которые могут отразить особенности отдельных видов заполнителей.

Предлагаемая книга посвящена исследованию и установлению этих общих закономерностей.

Исследованию и обобщению подверглись только плотные конструктивные легкие бетоны. Опыты автора выполнялись в основном на тедзамите Грузинской ССР, литоидной и анийской пемзе, кармрашенском шлаке, а также туфе Армянской ССР, керамзите Бакинского завода и аглопорите Минского завода. Характеристики заполнителей приводятся при описании эксперимента в соответствующих разделах.

Глава I. ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА ЛЕГКИХ БЕТОНОВ

Большое разнообразие легких заполнителей с существенно различными свойствами предопределяет отличие прочностных свойств легких бетонов от аналогичных, принятых для тяжелого бетона. В силу этого проведенные исследования преследовали цель выявить прочностные характеристики и их взаимосвязь как для некоторых отдельных видов легких бетонов, так и вообще для легкого бетона. Прочность легких заполнителей колеблется в весьма широких пределах — от 5 до 100 *кгс/см²* — при испытании их в стандратном цилиндре; однако при работе в бетоне такое отличие резко смягчается и, как будет показано ниже, позволяет выявить общие закономерности, свойственные легкому бетону. Разрушение бетона происходит здесь в основном по заполнителю в отличие от тяжелого бетона, где разрушение происходит, как правило, по контакту заполнителя с раствором.

1. Кубиковая прочность легких бетонов

Кубиковая прочность — основная характеристика бетона. Обычно она определяется на образцах-кубах с размером сторон 10, 15 или 20 *см.*

Как известно, нормативная прочность (марочная) определяется в случае тяжелого бетона на кубах с размером сторон 20 *см.* При определении прочности бетона на образцах других размеров и для определения по ним нормативной прочности разработаны переходные коэффициенты. Легкие бетоны обладают высокой однородностью как структуры, так и прочности, поэтому экспериментальное установление закономерности изменения прочности бетона в зависимости от размеров образцов представляет интерес. Для этого были проанализированы совместно данные, накопленные нами в течение ряда лет для различных видов легкого бетона совместно с данными других исследователей [51, 65, 104, 125, 128, 131, 137]. Полученные связи в виде отдельных точек приведены на рис. 8. Каждая точка на графике является средней по испытанию минимум трех образцов. Данные на рис. 8 приведены для легких бетонов на литоидной пемзе, керамзите, аглопорите, металлургическом шлаке, термозите.

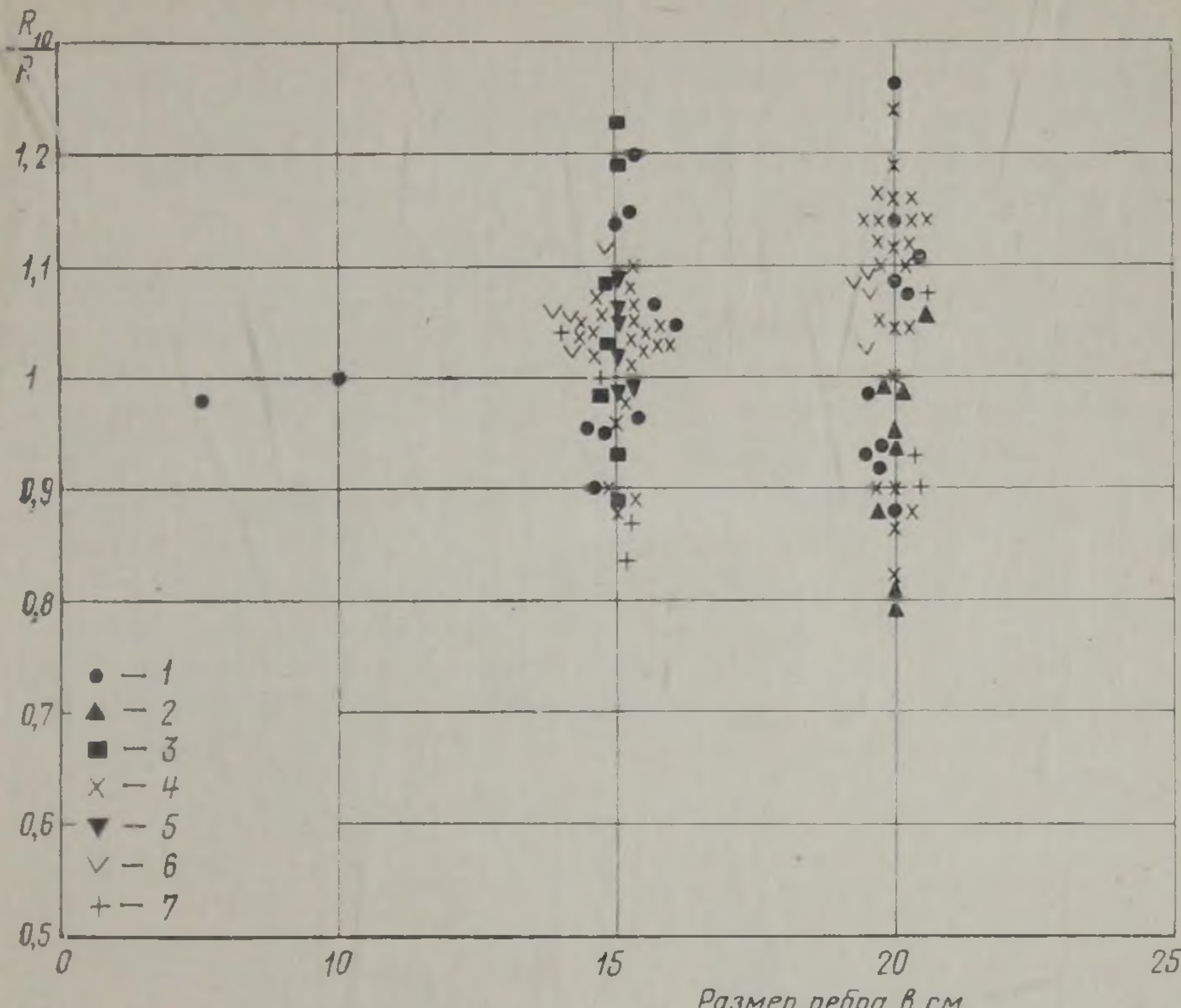


Рис. 8. Зависимость кубиковой прочности бетона от размера образцов
данные: *1* — автора; *2* — Симонова [131]; *3* — Киселева и Кудрявцева [65]; *4* — Израелита [51]; *5* — Романова [125]; *6* — Семенова [128]; *7* — Спивака, Баулина и Баджагяна [137]

Как видно из графика, средние значения $R_{10}/R_{15} = 1{,}025$ и $R_{10}/R_{20} = 1{,}06$. Если для тяжелого бетона марочная прочность, согласно ГОСТ 10180—62, определяется на кубиках 20×20×20 *см*, то для легкого бетона — на кубиках 15×15×15 *см* (ГОСТ 11050—64). Исходя из этого для легкого бетона, согласно рис. 8, получим переходные коэффициенты $R_{15}/R_{10} = 0{,}97_5$ $R_{15}/R_{20} = 1{,}032$, т. е. —2,5% и +3,2%. Как видим, эти значения очень мало отличаются от единицы, и точность, если не учитывать переходного коэффициента, получается значительно выше, чем допускает ГОСТ 10180—62 при определении средней прочности бетона по испытанию отдельных образцов (±20%). Поэтому считаем, что при испытании бетонных кубиков с размером сторон 10, 15 или 20 *см* для определения нормативной прочности легкого бетона переходные коэффициенты учитывать не нужно.

Для мелкозернистого керамзитобетона [78] и золобетонов [81] также не обнаружено влияние размеров образцов в пределах 10—20 *см* на прочность.

Аналогичный вывод получен и для тяжелого бетона [105, 180]; Г. Писанко [105] объясняет это тем, что вибрирование позволяет получить более однородный бетон по сравнению со штыкованием. Г. Рюш [180] полностью отрицает влияние размеров образцов на прочность, если плиты испытательного пресса достаточно жесткие.

Железобетонные конструкции в настоящее время изготовляются индустриальными методами. Набор прочности бетона осуществляется пропариванием изделий по определенному режиму: считается, что изделие после пропарки должно иметь 70% прочности, а полную марочную прочность бетон должен добрать в месячном возрасте.

При изготовлении изделий на заводах важное значение имеет получение необходимой минимальной прочности бетона после пропаривания. Анализ данных, полученных в лабораторных условиях, а также полученных на протяжении нескольких лет на заводе железобетонных конструкций в Тбилиси, показывает, что легкие бетоны при пропаривании интенсивнее набирают

Таблица 1

№ п. п.	Вид бетона	Количество образцов, испытанных на каждый вид	R после пропарки	R_{28}	$\frac{R_{проп}}{R_{28}}$	Примечание
1	Литоидная пемза . .	3	325	365	0,89	Лабораторные
2	То же	3	281	343	0,82	»
3	»	150	М200	—	0,795	Завод железобетонных изделий ПК-863
4	»	36	М300	—	0,734	То же
5	Шлакобетон	90	М75	—	0,798	»
6	Аглопоритобетон . .	3	36	41	0,878	Лабораторные данные М. М. Израелита [51]
7	То же	3	67	92	0,73	То же
8	»	3	143	166	0,862	»
9	»	3	220	293	0,751	»
10	»	3	274	346	0,793	»
11	Керамзитобетон . . .	3	40	54	0,742	»
12	То же	3	46	70	0,657	»
13	»	3	126	154	0,818	»
14	»	3	213	248	0,858	»
15	»	3	258	294	0,877	»
16	»	3	289	357	0,81	»
17	Шлакопемзобетон . .	175	69,5	73	0,952	Заводские данные В. П. Дмитриева [36]
18	Тяжелый бетон . . .	90	М200	—	0,655	Завод железобетонных изделий ПК-863
19	То же	90	М300	—	0,640	То же

Примечание. Заводские данные взяты на выборку из журнала за 1968—1969 гг.

Таблица 2

№ п/п	Вид бетона	Пропаренные образцы R, кгс/см²						Пропаренные $\frac{\lg t}{\lg 28}$	% расхождения	Нормальновлажностное хранение R, кгс/см²				Нормальновлажностное хранение $\frac{\lg t}{\lg 28}$	% расхождения
		после пропарки	в возрасте 28 суток	возраст		$\frac{R_t}{R_{проп}}$	$\frac{R_t}{R_{28}}$			в возрасте 28 суток	возраст		$\frac{R_t}{R_{28}}$		
				1 сутки	R_t						1 сутки	R_t			
1	Бетон на кармрашенском шлаке		35	90	36	—	1,03	1,35	—23,7	38	90	46	1,21	1,35	—10,3
2	То же		39	90	44	—	1,13	1,35	—16,2	48	90	61	1,27	1,35	—6
3	»		63	90	68	—	1,08	1,35	—20	82	90	88	1,08	1,35	—20
4	»									64	90	77	1,2	1,35	—11,1
5	»		104	90	136	—	1,3	1,35	—3,8	—	—	—	—	—	—
6	»	73	97	290	141	1,93	1,45	1,7	—14,7	—	—	—	—	—	—
7	Литоиднопемзобетон		113	90	95	—	0,84	1,35	—37,8	91	90	122	1,36	1,35	+1
8	То же									158	90	152	0,96	1,35	—29
9	»	172	202	600	191	1,11	0,95	1,92	—50,6						
10	»	142	204	550	187	1,32	0,92	1,89	—51,2						
11	»	174	187	650	178	1,02	0,95	1,94	—51						
12	Тяжелый бетон . . .	118	178	550	276	2,34	1,55	1,89	—18						
13	То же	115	166	600	200	1,74	1,21	1,92	—37						
14	»	150	205	210	272	1,81	1,33	1,6	—16,8						
15	»	115	268	180	320	2,78	1,19	1,54	—22,8						
16	»	138	198	90	220	1,59	1,11	1,35	—17,8						
17	»	131	266	75	290	2,22	1,09	1,29	—15,6						
18	»	131	263	90	278	2,12	1,06	1,35	—21,5						
19	»	129	188	70	227	1,76	1,21	1,27	— 4,8						
20	»	266	382	705	622	2,34	1,63	1,97	—21						

прочность, чем тяжелые. Полученные результаты сведены в табл. 1. Как видно из таблицы, во всех случаях легкий бетон после пропарки имеет значительно бо́льшую относительную прочность, чем принято по нормам для тяжелого бетона, — 0,7. Для бетона марки 200, применяемого на одном и том же заводе, $R_{проп}/R_{28}$ для легкого бетона примерно на 20% больше, чем для тяжелого. Данные, полученные нами для литоиднопемзобетона, хорошо согласуются с данными [51], полученными для аглопоритобетона и керамзитобетона в лабораторных условиях. Такой интенсивный набор прочности бетона при пропаривании, по-видимому, связан с пуццоланизацией цемента: в легком песке много пылеватых частиц. Все это показывает, что срок пропаривания для легких бетонов может быть уменьшен по сравнению с тяжелым, что даст более быструю оборачиваемость форм, уменьшит расход пара и будет способствовать удешевлению изделий.

С другой стороны, важен вопрос роста прочности бетона во времени, связанный с надежностью и долговечностью изготовляемых изделий. Рост прочности легкого и тяжелого бетона во времени показан в табл. 2; отдельно рассмотрены бетоны,

Таблица 3

№ п/п	Вид бетона	R_{28}	Возраст		$\frac{R_t}{R_{28}}$	$\frac{\lg t}{\lg 28}$	% расхождения
			дни	R_t			
	Данные по [106]						
1	Литоиднопемзобетон	438	236	528	1,2	1,64	—26,7
2	»	367	243	445	1,18	1,65	—28,3
3	»	336	950	392	1,16	2,05	—43,3
4	»	369	318	406	1,1	1,75	—37,1
5	»	374	413	412	1,1	1,80	—38,8
6	»	229	230	340	1,48	1,63	— 9,2
7	»	235	345	217	1,47	1,75	—16
8	»	194	320	295	1,52	1,73	—12,1
9	»	181	88	224	1,19	1,34	—11,2
10	»	143	697	220	1,54	1,96	—21,3
11	Перлитобетон	464	485	552	1,17	1,86	—37,2
12	»	410	547	546	1,33	1,89	—29,6
13	»	471	117	541	1,15	1,43	—19,6
14	»	365	116	453	1,24	1,43	—13,3
15	»	262	112	346	1,32	1,42	— 7
16	»	191	336	264	1,38	1,75	—21
17	»	188	524	224	1,19	1,88	—36,6
18	Тяжелый бетон	227	625	276	1,22	1,93	—36,7
19	То же	239	226	318	1,33	1,63	—18,3
	Данные по [50]						
20	Аглопоритобетон	118	90	167	1,41	1,35	+4,2
21	»	128	90	157	1,23	1,35	—9,3
22	»	178	90	207	1,16	1,35	13,8
23	»	264	90	291	1,1	1,35	—18,3

подвергаемые пропарке, отдельно хранящиеся после изготовления в нормальновлажностных условиях. Для легких бетонов, хранившихся в нормальновлажностных условиях, по данным [50, 106] составлена табл. 3. Из совместного рассмотрения табл. 2 и 3 видно, что легкие бетоны в случае набора прочности в нормальновлажностных условиях при подсчете по логарифмической формуле Б. Г. Скрамтаева дают заниженные примерно на 20% значения.

Для пропаренного легкого бетона прироста прочности его во времени не наблюдается. В табл. 2 некоторые данные даже после почти двухлетней выдержки показали несколько заниженные значения, но такой результат скорее всего может быть отнесен за счет естественного разброса.

Учитывая, что основную массу выпускаемого легкого бетона составляют сборные бетонные и особенно железобетонные изделия, следует, не учитывая нарастания прочности его во времени, считать полученную прочность в возрасте 28 суток конечной.

2. Применение корреляционного анализа к определению прочности легкого бетона

В технической литературе имеется много исследований экспериментальных и теоретических, посвященных определению прочности легкого бетона и его составляющих. Однако полученные в этих работах зависимости выведены из испытания бетонов на определенных заполнителях и не охватывают всей разновидности легких бетонов.

Проф. Н. А. Попов [136] предложил определять прочность легкого бетона в зависимости от расхода цемента $Ц$ и его активности $R_ц$:

$$R_б = k' R_ц (Ц - k''), \qquad (1)$$

где k' и k'' — коэффициенты, зависящие от качества заполнителей и условий приготовления бетонной смеси.

Формулу для определения прочности туфобетона в зависимости от активности цемента $R_ц$ и цементно-водного отношения $Ц/В$ предложил проф. Г. Д. Цискрели [154]:

для туфового песка

$$R = 0{,}45 R_ц \left(Ц/В - 0{,}25\right); \qquad (2)$$

для речного песка

$$R = 0{,}5 R_ц \left(Ц/В - 0{,}25\right). \qquad (3)$$

Помимо эти хданных, в формуле прочности легкого бетона проф. И. Н. Ахвердов [9] учитывает качество цемента вводом в формулу коэффициента нормальной густоты ($k_{н.г}$).

Формула имеет вид

$$R = \frac{R_{\text{ц}}\sqrt{1-\eta}}{\frac{1+1{,}65\,k'_{\text{н.г}}}{k'_{\text{н.г}}}\left(\frac{B}{Ц}\right)_{\text{б}} - 1{,}65\,k'_{\text{н.г}}}, \qquad (4)$$

где $\eta = \frac{\beta Q_{\text{п}}}{Ц}$; $k'_{\text{н.г}} = (1-\eta_{\text{i}})\,k_{\text{н.г}} + \eta_{\text{i}}\,k^{0}_{\text{н.г}}$;

β — доля содержания пылевидных фракций в песке;

$B/Ц$ — берется с учетом поглощенной заполнителем воды.

Имеются зависимости, учитывающие прочности, объемы раствора и заполнителя в бетоне с их деформативными свойствами. Это формулы проф. Б. Г. Скрамтаева [51]:

$$R_{\text{б}} = R_{\text{р}}\left(v_{\text{р}} + v_{\text{з}}\frac{E_{\text{з}}}{E_{\text{р}}}\right), \qquad (5)$$

где $v_{\text{р}}$ и $v_{\text{з}}$ — доли раствора и заполнителя по объему;

$E_{\text{р}}$ и $E_{\text{з}}$ — соответственно их модули упругости.

Проф. А. И. Ваганов [24] в зависимости от схемы разрушения предлагает зависимость

$$R = E_{\text{р}}\,\varepsilon_{\text{с}} \text{ или } R = E_{\text{р}}\,\varepsilon_{\text{з}}, \qquad (6)$$

где $\varepsilon_{\text{с}}$ и $\varepsilon_{\text{з}}$ — предельные сжимаемости скелета и заполнителя.

Большая группа исследователей предлагает, помимо некоторых параметров, учитывать прочность заполнителя $R_{\text{з}}$.

Проф. М. З. Симонов [131] предложил зависимость

$$R_{\text{б}} = \frac{R_{\text{ц}}}{0{,}45}\,\delta^2\,\mu_{\text{ц}} + R_{\text{з}}(1-\mu_{\text{ц}}), \qquad (7)$$

где $\delta = \frac{c_{\text{к}}}{c+b+n}$ — плотность цементного камня в бетоне, равная отношению абсолютного объема затвердевшего цементного камня в бетоне $c_{\text{к}}$ к сумме абсолютных объемов цемента c, воды b и воздушных пор n в бетоне; μ — показатель отношения площади разрыва по цементному камню ко всей площади разрыва.

В. М. Худавердян [151] предлагает зависимость для туфобетона

$$R_{\text{б}} = \frac{R_{\text{з}}}{3}\left[\sqrt{1+6{,}6\,\frac{R_{\text{ц}}}{R_{\text{з}}}\left(\frac{Ц}{B}-0{,}5\right)}-1\right]. \qquad (8)$$

Проф. С. Е Фрайфельд — для керамзитобетона

$$R_{\text{б}} = \left[(1-\varphi)\,\frac{E_{\text{р}}}{E_{\text{з}}} + \varphi\right]R_{\text{з}}, \qquad (9)$$

где φ — объемная концентрация керамзита в бетоне.

Проф. Ю. Е. Корнилович [71] предлагает

$$R_б = \frac{R_к}{\alpha_к} S_к + 10 R_з^{цил} (1 - S_к), \qquad (10)$$

где $\alpha_к$ — коэффициент концентрации напряжений в цементном камне при наличии в нем макропор; $R_к$ — прочность цементного камня.

Проф. М. А. Якубович [168] предлагает

$$R = 0{,}01\, k\, R_к\, Ц, \qquad (11)$$

где k — коэффициент, зависящий от прочности заполнителя и изменяющийся от 0,2 до 1 при $R_ц = 300 \div 400$ *кгс/см²*.

Имеются и другие зависимости, как В. Г. Довжика и Л. А. Кайсер [39], где прочность бетона определяется в зависимости от прочности раствора, прочности керамзита в цилиндре и его объемной концентрации. С. М. Ицкович [55] связывает прочность бетона с прочностью раствора и его концентрацией в бетоне, предполагая, что когда прочность раствора в 2—2,5 раза больше прочности заполнителей, то такой бетон работает как ячеистый с пустотами.

А. А. Новопашин и М. М. Скрябин [97] вывели формулу прочности керамзитобетона, в которую вошла величина прочности керамзита, испытанного в гипсокерамзитобетоне по их методике. Р. Л. Маилян [84] предложил, помимо активности цемента и его удельного расхода, ввести в формулу прочности бетона показатель прочности заполнителя, который определяется по разработанной им методике путем раскола кубика из цементного теста с втопленным в него заполнителем.

А. А. Аракелян [6] устанавливает зависимость между прочностью бетона и структурой его пор. Все это говорит о том, что нет еще единой зависимости, применимой для любых видов легких бетонов. Вместе с тем видно, какие из показателей наиболее характерны. Анализ показал, что наиболее важны: цементно-водное отношение $Ц/В$, активность цемента $R_ц$, расход цементного теста t и прочность заполнителя $R_з$.

Установить связь перечисленных параметров с прочностью легких бетонов для всех видов заполнителей прямыми опытами не представляется возможным: для каждого вида бетона пришлось бы изготовлять множество образцов с варьированием каждого параметра. Для решений этой задачи была привлечена математическая статистика и, в частности, был привлечен метод теории множественной корреляции (классические регрессионный и корреляционный анализы). Такой подход не только обоснован математически и физически (уравнение регрессии в этом случае следует рассматривать в качестве интерполяционной формулы во избежание возражений правомерности физической интерпретации коэффициентов регрессии [95], но и оправдан со всех других точек зрения, например с точки зрения удобства экспериментирования, заключающегося в произвольном

284087

выборе точек в факторном пространстве без каких-либо серьезных последствий для конечного результата) [118].

Принятые в экспериментах виды заполнителей с их характеристиками приведены в табл. 4. Все параметры, за исключением водопоглощения песка, определялись по ГОСТ 9758—61*.

Определить водопоглощение песка по методике, принятой для щебня, нельзя: в этом случае учитывается не только внутрипоровая вода, но и межзерновая и пленочная. Эта величина определялась по американскому стандарту С128-59 [181]: заранее выдержанную в воде навеску песка высушивают потоком теплого воздуха; периодически подсушиваемый песок засыпают в металлическую форму усеченного конуса и утрамбовывают, после чего форму осторожно снимают. Так продолжают до тех пор, пока песочный конус при снятии формы не начнет рассыпаться. Этот момент и считается за состояние, когда в песке остается только внутрипоровая вода. Навеску после этого высушивают до постоянного веса и по разности весов подсушенного и высушенного определяют величину водопоглощения.

На величину водопоглощения обращалось особое внимание, легкие заполнители в этом отношении очень разные. Если не учесть истинную величину воды, требуемой для цементного теста, то истинное *Ц/В* всегда будет разным при одном и том же расходе воды. Поэтому при анализе учитывалось полинное цементно-водное отношение без учета поглощенной заполнителями воды. В литературных данных по водопоглощению легких заполнителей чем фракция меньше, тем величина водопоглощения больше. Это связано с недостаточно четкой методикой, особенно для мелких фракций, где обычно учитывается межзерновая и пленочная вода. Логически же мелкая фракция получается из дробления более крупной по наиболее слабым местам и крупным порам, поэтому и водопоглощение мелкой фракции должно быть меньше.

Таблица 4

№ п/п	Вид заполнителя	Месторождение	Насыпной объемный вес в *кг/м³*		Водопоглощение в %		$R_{3}^{цил}$ в *кгс/см²*
			песок 0—5 *мм*	щебень 5—20 *мм*	песка	щебня	
1	Анийская пемза	АрмССР	899	670	14,1	20,8	25
2	Литоидная »	АрмССР	864	810	2,1	6,9	56
3	Шлаковая »	Липецкое	932	660	—	18	15
4	Керамзит	Бакинское	865	584	8,6	9,5	54
5	Аглопорит	Минское	985	750	17,5	6	18
6	Гедзамит	ГрузССР	808	984	10	7,85	99
7	»	ГрузССР	—	—	10	11,4	60

С учетом водопоглощения заполнителя были изготовлены образцы бетонов, составы которых см. в табл. 5. В таблице приведена вся вода, употребленная для изготовления бетона, но в корреляции учтена только вода, необходимая для затворения цементного теста. Уплотнение бетона производилось на виброплощадке с частотой 2800 *кол/мин*, набор прочности осуществлялся во влажных опилках.

Таблица 5

№ п/п	Вид заполнителя	Активность цемента $R_ц$, *кгс/см²*	Состав бетона в *кг* на 1 *м³*				Количество образцов	Прочность бетона в возрасте 28 дней в *кгс/см²*	Прочность бетона по формуле (12) в *кгс/см²*	$\frac{R_ф - R_{оп}}{R_{оп}}$ %
			Ц	*П*	*Щ*	*В*				
1	Анийская пемза	320	371	338	655	335	3	170	195	+15
2	То же	402	354	470	470	372	18	147	156	+ 6
3	»	402	354	470	470	376	15	129	156	+21
4	»	345	320	580	580	294	18	134	151	+13
5	»	345	337	459	799	245	16	278	227	—18
6	»	370	256	493	790	236	3	156	135	—13
7	»	370	548	593	482	267	3	308	302	— 2
8	»	402	437	580	580	255	18	166	163	— 2
9	Литоидная пемза .	402	337	459	799	245	3	218	219	+ 1
10	То же	402	437	580	585	276	15	295	239	—19
11	»	402	355	459	789	242	3	243	198	—19
12	»	402	618	598	464	300	6	344	328	— 5
13	»	402	680	550	446	285	3	360	371	+ 3
14	»	402	169	650	736	245	3	104	75	—28
15	Шлаковая пемза .	360	256	535	710	432	3	68	73	+ 7
16	То же	360	459	520	690	357	3	172	174	+ 1
17	»	296	565	330	422	318	14	270	276	+ 2
18	»	402	232	492	484	226	3	112	139	+24
19	»	320	356	380	585	227	3	223	232	+ 4
20	Керамзит	370	316	476	408	225	3	175	198	+13
21	То же	402	232	482	454	222	3	133	138	+ 4
22	»	402	510	430	420	248	3	296	329	+11
23	»	402	567	330	422	251	3	309	355	+15
24	»	402	297	563	720	280	3	118	119	+ 1
25	Аглопорит	402	458	488	500	351	15	181	189	+ 4
26	То же	402	596	558	545	250	6	393	357	— 9
27	»	370	514	402	628	334	3	301	334	+12
28	Тедзамит	370	557	396	600	336	3	332	360	+ 8
29	То же	402	233	552	755	233	3	218	229	+ 5

Корреляционный анализ был проведен для четырех переменных:

x_1 — *Ц/В*;

x_2 — расход цементного теста *t*;

x_3 — активность цемента $R_ц$;

x_4 — прочность заполнителя, определенная по испытанию в стандартном цилиндре, $R_з$.

Обработка экспериментальных данных на ЭЦВМ с целью отыскать уравнение вида

$$y = a_1 x_1 + a_2 x_2 + a_3 x_3 + a_4 x_4 + b$$

позволила получить следующее уравнение регрессии:

$$R_б = 103{,}8 \frac{Ц}{B} + 0{,}441\, t + 0{,}215\, R_ц + 1{,}19\, R_з - 279{,}5, \qquad (12)$$

где $R_б$ — прочность на сжатие легкого бетона в возрасте 28 дней.

Сводный коэффициент корреляции R оказался равным 0,910, что указывает на достаточно тесную линейную связь между исследуемыми параметрами. Значимость сводного коэффициента корреляции проверялась по критерию Фишера (критерию F). Проверка показала, что сводный коэффициент корреляции R значим:

$$F_R = 236 \geqslant F_{0{,}01}\,(k_1 = 4;\ k_2 = 196) = 3{,}41,$$

следовательно, значимо и уравнение регрессии (12) [95]. Коэффициент множественной детерминации R^2, измеряющий степень вариации исследуемого параметра в зависимости от колебаний рассматриваемого комплекса технологических факторов и являющийся, таким образом, мерой степени влияния на изучаемую величину совокупности введенных в анализ параметров, равен 0,828 для уравнения (12). Это значит, что вариация четырех вводимых в рассмотрение факторов

$$\left(B/Ц,\ t,\ R_ц \text{ и } R_з\right)$$

объясняет 83% всех колебаний прочности [44].

Стандартная ошибка оценки, определяющая степень близости рассчитанных по уравнению регрессии значений прочности бетона к фактическим данным, равна 32,6 *кгс/см²*.

Доверительные интервалы для коэффициентов регрессии, определенные при 5%-ном уровне значимости, оказались равными:

$$95{,}6 < a_1 < 112;$$
$$0{,}369 < a_2 < 0{,}513;$$
$$0{,}064 < a_3 < 0{,}366;$$
$$0{,}927 < a_4 < 1{,}453.$$

Так как ни один из построенных интервалов не содержит внутри себя нуль, коэффициенты регрессии уравнения (12) для данного уровня значимости ($p = 0{,}05$) следует признать существенными.

Влияние отдельных факторов на прочность бетона можно оценить при помощи частных коэффициентов корреляции, кото-

рые позволят оценить тесноту линейной связи между прочностью бетона и любым из рассмотренных факторов при исключении всех остальных. Эти коэффициенты равны:

$$r_1 = 0{,}871;\ r_2 = 0{,}649;\ r_3 = 0{,}195;\ r_4 = 0{,}534.$$

где r_1 — частный коэффициент корреляции между прочностью бетона и $Ц/В$ при исключении из рассмотрения факторов t, $R_ц$ и $R_з$ (аналогично r_2, r_3 и r_4 соответственно для своих факторов).

Полученные значения показывают, что между R и $Ц/В$ существует достаточно близкая к точной линейная связь; между R и t существует довольно отчетливо выраженная линейная связь; между R и $R_ц$ не существует заметной линейной связи (это, возможно, связано с тем, что $R_ц$ варьировалась в весьма узких пределах — от 300 до 400 *кгс/см*^{2}); между R и $R_з$ существует довольно далекая от точной линейная связь.

Следует отметить, что рассматриваемые по полученному уравнению (12) значения прочности окажутся близкими к действительности лишь в диапазоне основной массы наблюдений, положенных в основу вывода уравнения. Принятые в корреляции составы бетонов охватывают реальные составы, применяемые для конструктивных легких бетонов; поэтому уравнение (12) может быть принято в качестве расчетного. Проведенные сопоставления показали, что фактические и подсчитанные значения прочностей отличаются максимально на 20% (табл. 5), что не выходит за пределы разброса, допускаемого для бетона.

3. Однородность прочности легких бетонов

Однородность прочности бетона играет существенную роль как в обеспечении надежности сооружения, так и в установлении правильного запаса прочности. Статистическая обработка результатов исследования прочности, полученных на различных предприятиях и стройках, поможет установить показатель изменчивости прочности и коэффициента однородности и, таким образом, судить о качестве выпускаемого бетона, а также установить наиболее экономичные его составы при минимально возможном расходе цемента.

Ниже приводятся результаты обработки методами математической статистики данных, полученных в результате испытания бетона на промкомбинате Тбилиси (ПК-863) за период с января 1966 г. по май 1968 г. [159]. Основные изделия изготовлялись из легкого бетона проектной марки 200 и тяжелого бетона марок 200 и 300. Отбор проб бетона производился один раз в смену в количестве шести кубиков, которые испытывались после пропарки (3 шт.) и через 28 дней. В последнем случае образцы после пропарки до срока испытания хранились в лабораторном помещении.

Таблица 6

№ п/п	Вид бетона	Нормируемая марка бетона $R_{норм}$	После пропарки							В месячном возрасте							Количество обработанных данных
			средняя прочность бетона M	среднеквадратичное отклонение σ	изменчивость C_v	асимметрия S	коэффициент однородности k	нормируемое значение коэффициента однородности $k_н$	$\frac{k}{k_н}$	M	σ	C_v	S	k	$k_н$	$\frac{k}{k_н}$	
1	Легкий бетон на литоидной пемзе	200	150	27,2	0,181	0,028	0,48	0,55	0,87	188	20,8	0,111	0,34	0,63	0,55	1,15	883
2	Тяжелый бетон	200	128	27,5	0,215	0,181	0,43	0,55	0,78	180	27,15	0,15	0,042	0,5	0,55	0,91	493
3	То же . . .	300	156	31,6	0,232	0,159	0,3	0,6	0,5	251	42,5	0,171	0,025	0,4	0,6	0,67	190

Примечание. Приведенные в таблице значения количества обработанных данных являются средними из испытания трех образцов-близнецов.

Учитывая, что разброс прочности бетона после пропарки и после 28-дневного хранения может быть разным, обработка данных производилась для обоих случаев. Результаты сведены в табл. 6.

Из этой таблицы видно, что однородность легкого бетона значительно выше, чем аналогичного по прочности тяжелого. Это сопоставление возможно: оба вида бетона изготовлялись на одном предприятии в течение длительного времени. По полученным значениям средней прочности можно судить, что в обоих случаях нет перерасхода цемента, во всех случаях $M/R_{норм} < 1$. Аналогичные исследования керамзитобетона, встречающиеся в литературе, также показывают высокие значения коэффициента однородности.

Обращает на себя внимание и тот факт, что показатель изменчивости прочности бетона после пропарки значительно выше, а следовательно, коэффициент однородности бетона значительно ниже, чем у бетона после 28-дневного хранения. Это показывает, что с увеличением возраста прочность бетона выравнивается и становится ближе к нормируемой; одновременно повышается его однородность. Так как нормы определяют прочность бетона в 28-дневном возрасте, то, естественно, нужно при такой обработке учесть происходящее нарастание и увеличение однородности прочности. Это увеличение по нашим подсчетам в среднем может быть оценено коэффициентом 1,2.

Полученная величина коэффициента однородности легкого бетона на 15% выше нормативной, для тяжелого (марки 200) на 9%, а для бетона марки 300 на 33% ниже нормативного значения коэффициента однородности. Это, по всей вероятности, связано с тем, что легкий заполнитель лишен инородных примесей, особенно глинистых, структура легкого бетона более однородна, влияние расхода воды будет сказываться в меньшей степени в легких бетонах, чем в тяжелых, в силу способности заполнителя всасывать воду, а затем при твердении отдавать ее.

Из вышесказанного следует, что коэффициент однородности для тяжелого бетона, принятый в СНиП, может быть применен и для легкого бетона.

4. Соотношение призменной и кубиковой прочностей в легких бетонах

Отношение призменной прочности бетона $R_{пр}$ к кубиковой R в настоящее время рекомендуется определять по формуле [140]:

$$\frac{R_{пр}}{R} = 0{,}8 - 0{,}0001\,R. \qquad (13)$$

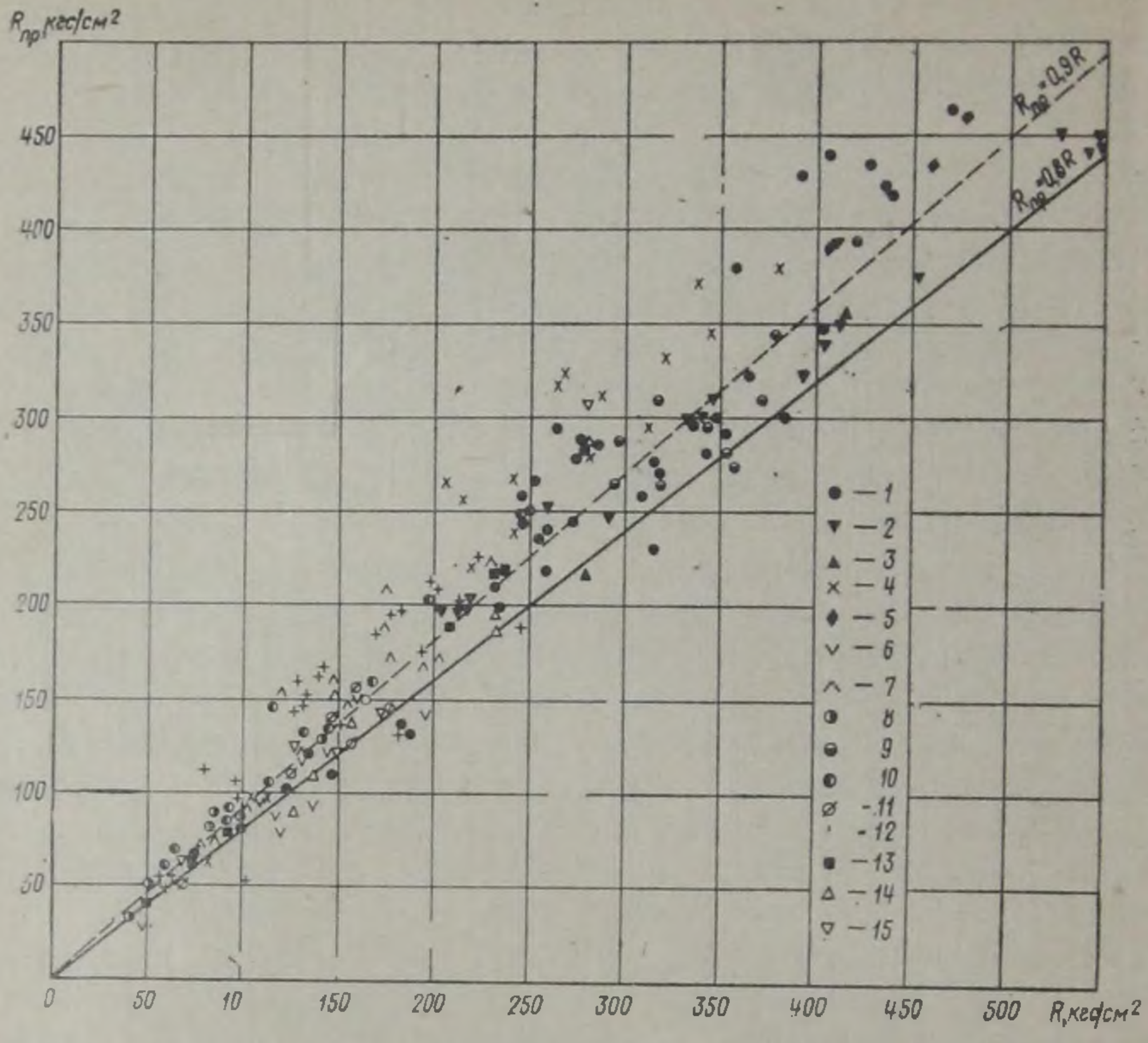


Рис. 9. Зависимость призменной прочности бетона от кубиковой

данные: *1* — автора; *2* — Епояна [106]; *3* — Вартапетяна [25]; *4* — Мюльман [94]; *5* — Дрозда и Пастушкова [40]; *6* — Осидзе [99, 100]; *7* — Татишвили [144, 145]; *8* — Баранова и Бужевича [15]; *9* — Симонова [133, 134]; *10* — Панасюженкова [101]; *11* — Романова [125]; *12* — Якубовича [169]; *13* — Каган [56]; *14* — Семенова [128]; *15* — Танакова [143]

При испытании призм пользуются соотношением стороны основания к высоте в пределах $^1/_3$ или $^1/_4$. Однако, как показали опыты, большой разницы в $R_{пр}$, определенной при этих соотношениях, не наблюдается, и данные находятся в пределах естественного разброса.

Для легких бетонов нет единой позиции в соотношении $R_{пр}$ к R. Одни исследователи предлагают пользоваться зависимостями, принятыми для тяжелого бетона, другие считают, что $R_{пр}/R$ для легких бетонов выше, чем для тяжелых, и даже есть данные, когда призменная прочность превосходит кубиковую.

Для легких бетонов на естественных заполнителях было рекомендовано принимать

$$\frac{R_{пр}}{R} = 0{,}8 \text{ [148]}.$$

Эта цифра была принята с некоторым запасом. Если учесть, что в расчетные характеристики прочности вводится запас через коэффициент однородности, то лучше в этом случае за нор-

мативные характеристики принимать среднестатистические величины.

Исходя из этих соображений, мы провели совместный анализ полученных результатов по соотношению $R_{пр}/R$, полученных нами в разное время на различных легких заполнителях, с данными других исследователей. Экспериментальные величины в виде точек (средняя не менее трех образцов) приведены на рис. 9. Статистическая обработка показала, что среднее значение $R_{пр}/R=0{,}93$. Среднеквадратичное отклонение $\sigma=0{,}1285$. Доверительные интервалы с обеспеченностью 0,95 будут $0{,}91<0{,}93<0{,}95$, т. е. 95% результатов попадут в указанный интервал.

Как видно из рис. 9, опытные значения $R_{пр}/R<0{,}8$ составляют меньше 10%. Поэтому рекомендуется в качестве расчетной величины для легких бетонов любых разновидностей (в обработке учтены почти все виды встречающихся на практике легких бетонов) принять

$$R_{пр}=0{,}9\,R. \tag{14}$$

Аналогичные рекомендации даны для аглопоритобетона [51] и тедзамитобетона [28].

Вместе с тем из графика усматривается существенный разброс опытных точек, особенно для высоких марок бетона, и приведены значения, когда $R_{пр}/R>1$. Такие значения связаны с неоднородностью бетона. Как известно, даже кубики, изготовленные в одной форме, показывают разброс, который по ГОСТ 10180—62 допускается в пределах 20%. Кроме того, на такие результаты могут повлиять технологические и, возможно, методологические неувязки.

В [10] была предпринята попытка объяснить возможность превышения $R_{пр}$ над R путем анализа результатов испытания легкого бетона с различным соотношением ширины к высоте (b/h) раскалываемого образца. Как показано в исследовании [10], на величину раскалывающей нагрузки, а значит, и прочности бетона на растяжение $R_р$, существенно влияет отношение b/h. Для учета этого влияния в известную расчетную формулу предлагается вводить коэффициент формы $k_ф$, после чего формула принимает вид

$$R_р=k_ф\frac{2P}{\pi\, b\, h}, \tag{15}$$

где P — раскалывающая сила.

Значение $k_ф$ определено экспериментально при испытании бетонных образцов из аглопоритобетона. Не касаясь здесь прочности легкого бетона на растяжение (эти результаты приведены в п. 5 настоящей главы), установим влияние размеров образцов на величины $R_р$ и P.

Исследования проводились на легком бетоне на литоидной пемзе с расходом цемента от 170 до 620 *кг* на 1 $м^3$ бетона. Прочность бетона в день испытания колебалась в пределах 75—450 $кгс/см^2$; образцы одинаковой прочности и различных соотношений b/h изготовлялись из одного замеса. Испытывался бетон разных возрастов (от 28 до 200 дней) и разных режимов вызревания (во влажных опилках в течение 25 дней и пропаренный). В дальнейшем образцы до испытания хранились в нормальных температурно-влажностных условиях.

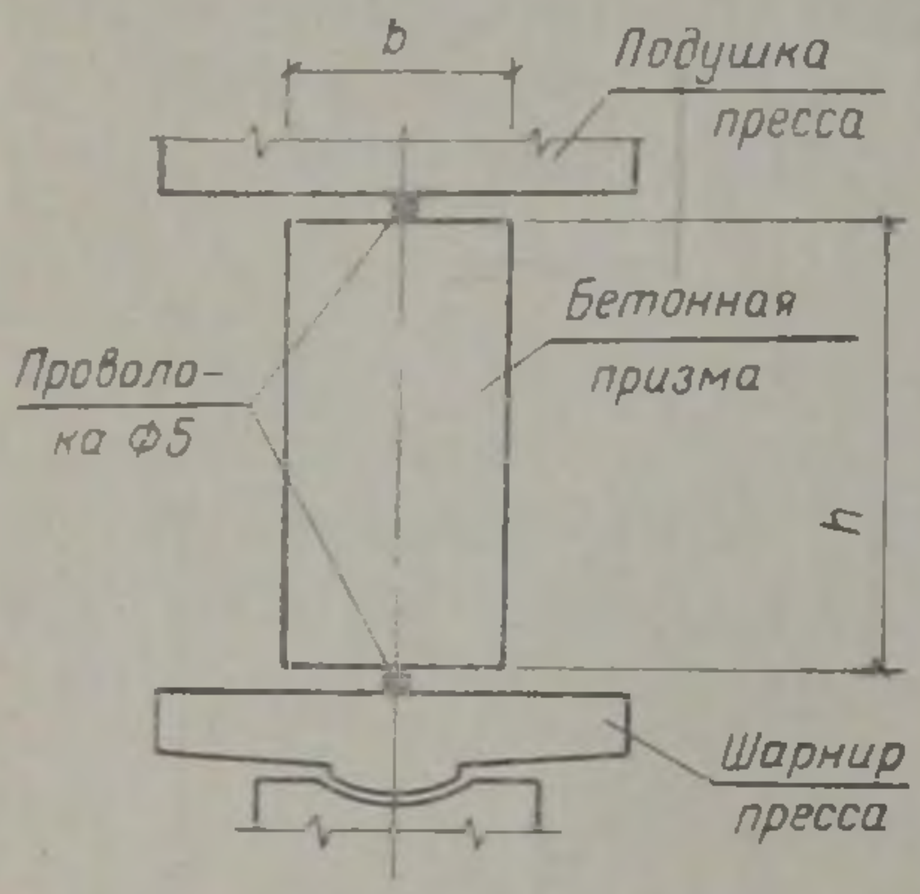


Рис. 10. Схема испытания бетонных образцов на раскол

Соотношение сторон призм b/h колебалось от 1 до 0,33. Все образцы имели ширину $b=10$ *см*. Испытание образцов на раскол производилось при помощи 5-*мм* арматурной проволоки, через которую и передавалось усилие с пресса на образец. Схема испытания приведена на рис. 10. Испытание проводилось на прессе «Рейли» со скоростью нагружения 4 *мм/мин*.

Результаты испытания приведены на рис. 11. Численные значения $k_ф$ подсчитывались как отношение $R_р$, определенной на кубических образцах $10\times10\times10$ *см*, к прочности бетона на растяжение, полученной при больших высотах $R_р$, т. е.

$$k_ф = \frac{R_р}{R_р'}.$$

Как видно из рис. 11, на численное значение $k_ф$ не оказывает влияния ни прочность, ни возраст бетона, все результаты находятся в пределах естественного разброса. Нужно отметить, что разрушение всех образцов происходило по заполнителю, а не по контакту. Испытанные образцы различных соотношений b/h приведены на рис. 12.

Результаты, приведенные на рис. 11, были обработаны методами математической статистики и, как показали вычисления, описываются уравнением

$$k_ф = -0{,}093 + \frac{1{,}015\,h}{b}. \qquad (16)$$

По уравнению (16) построена кривая *1* на рис. 11. Нетрудно заметить, что значение $k_ф$ с достаточной точностью может быть принято равным отношению (кривая *2*), т. е.

$$k_ф = \frac{h}{b}.$$

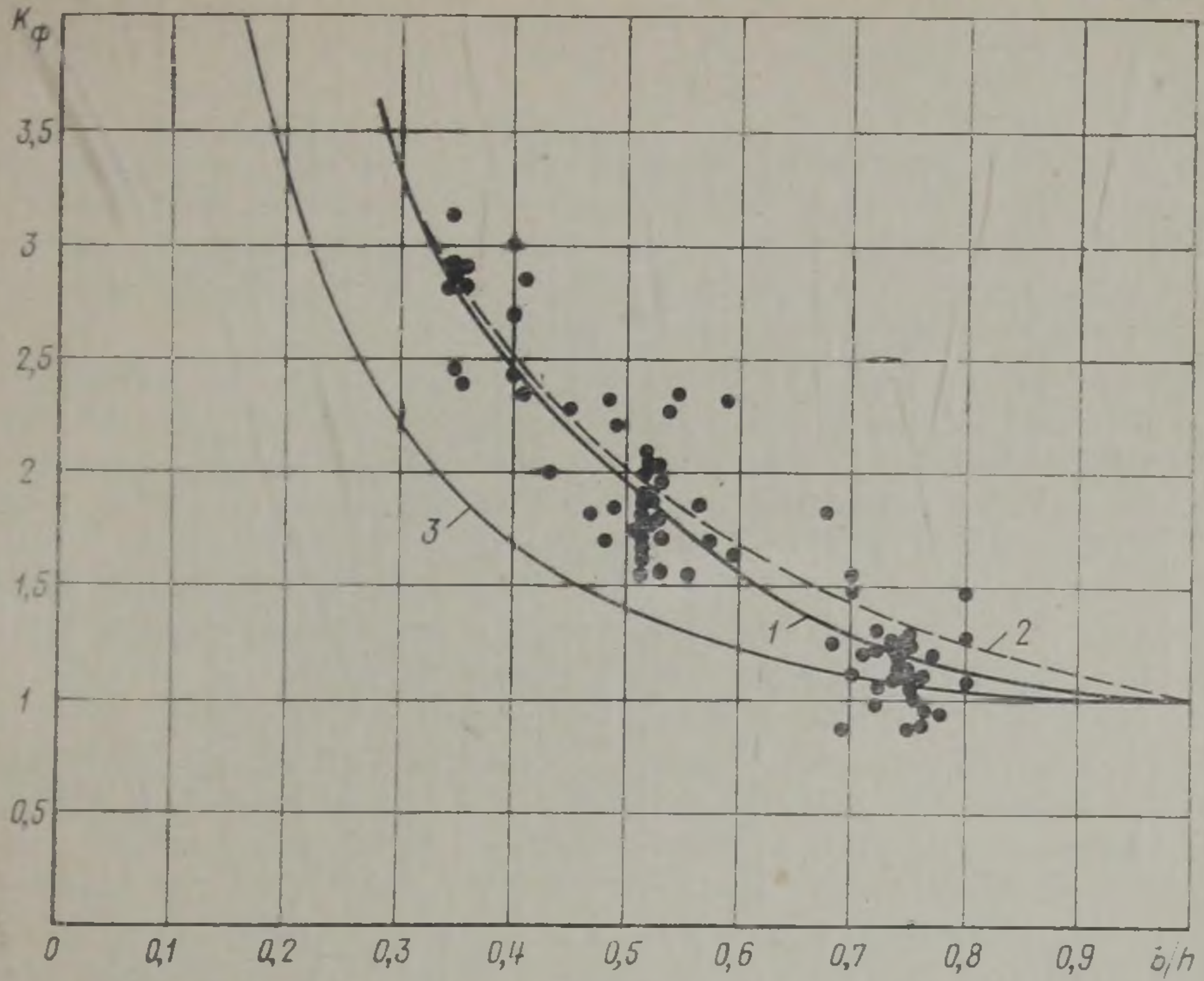


Рис. 11. Зависимость $k_ф$ от $\frac{b}{h}$

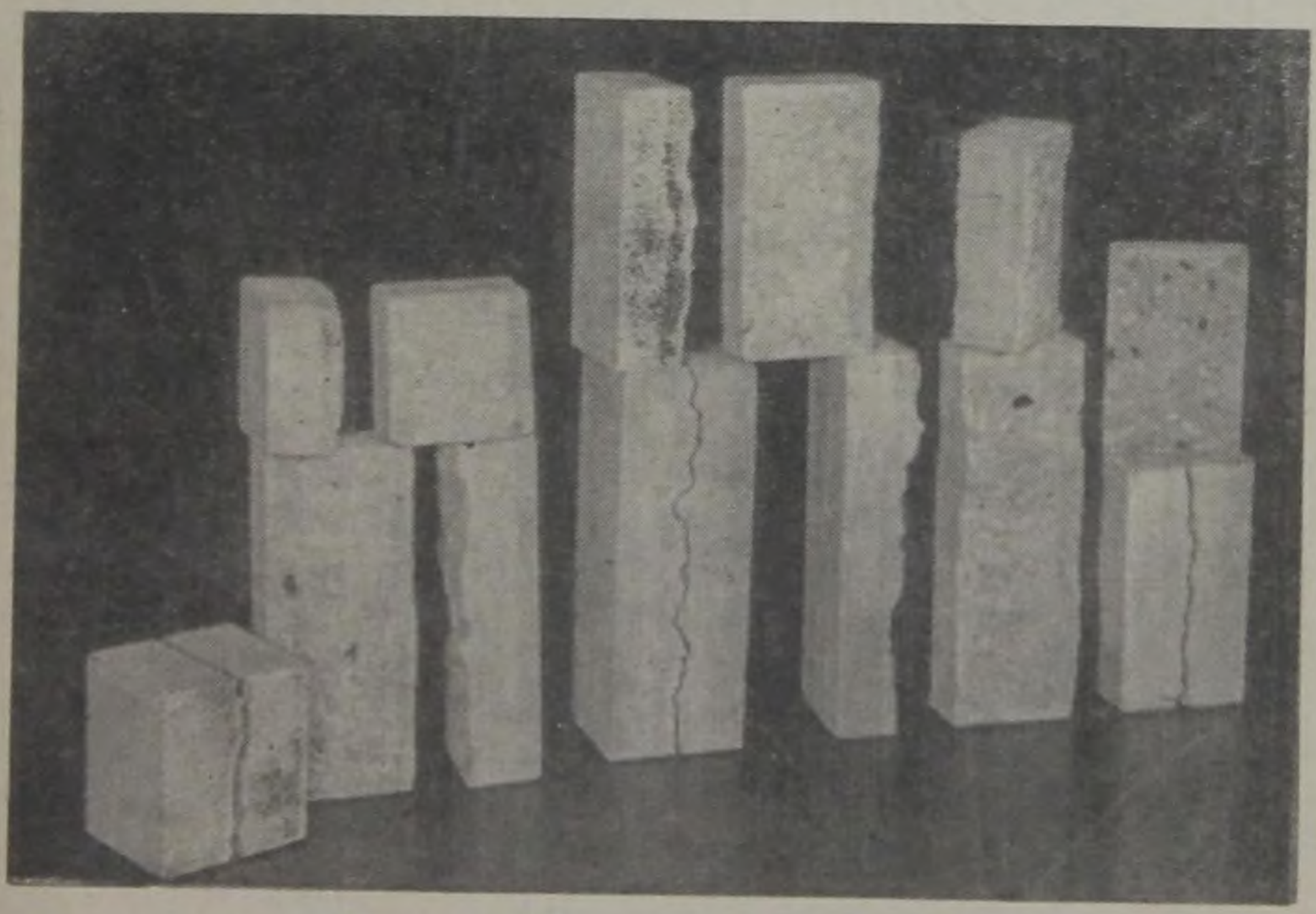


Рис. 12. Образцы, испытанные на раскол

Подставляя в (15), получим

$$R_{\text{р}} = \frac{2P}{\pi b^2} = 0{,}64\ \frac{P}{b^2}, \qquad (17)$$

т. е. величина прочности бетона на растяжение, полученная при раскалывании бетонных призм, не зависит от высоты образца, а следовательно, и раскалывающая сила P будет постоянной для всех образцов с различным соотношением сторон b/h для одной и той же прочности бетона.

Как видно из рис. 11, полученная зависимость k_{Φ} от b/h не соответствует приведенной в работе [10] (кривая *3*), что может быть объяснено различными свойствами исходных материалов, а также малым количеством испытанных образцов.

Из сказанного можно заключить, что для бетона на литоидной пемзе не может быть даже теоретического превышения призменной прочности над кубиковой. Отдельные случаи превышения $R_{\text{пр}}$ над R могут быть объяснены только несоответствием прочности бетона кубика и призмы. Пользуясь зависимостью (17), можно определить прочность бетона на растяжение при испытании его при помощи раскалывания при любых соотношениях b/h или, приняв значение $R_{\text{р}}$ по работе [109], определить максимальную раскалывающую силу. Все это говорит о том, что призменная прочность не может быть больше кубиковой и только в идеальном случае может стремиться к ней. Высокие же значения $R_{\text{пр}}/R$ для легких бетонов по сравнению с тяжелыми могут быть объяснены более высокой однородностью легкого бетона, внутренним напряженным состоянием заполнителя и раствора до приложения нагрузки [48], а также возможно меньшим влиянием трения на контакте торцов образцов с прессом.

5. Прочность легкого бетона при растяжении

Прочность легкого бетона на растяжение определялась на больших бетонных восьмерках с цилиндрической и призматической средней частью, расколом кубиков 10×10×10 *см* в середине сечения проволокой диаметром 5 *мм*, устанавливаемой с двух противоположных сторон по направлению сжимающей силы, и расколом цилиндров диаметром 10 и 15 *см* без прокладки. Кроме того, после разрыва бетона при осевом растяжении из оставшихся частей откалывались образцы длиной ~10 *см* и снова испытывались на раскол. Полученные таким образом результаты сведены в табл. 7. Как видно из табл. 7, прочность на растяжение, полученная при осевом растяжении и расколе кубиков, для легких бетонов близко совпадает:

$$R_{\text{раск}}^{\text{куб}} = 1{,}08\, R_{\text{р}}^{\text{осев}}.$$

Таблица 7

Вид заполнителя	Осевое сжатие R, кгс/см²	Прочность на растяжение $R_р$, кгс/см²			
		осевое на больших восьмерках	при расколе кубиков	при расколе цилиндров	при расколе оставшихся частей от восьмерок
Большие цилиндры					
Литоидная пемза	104	4,4	5,7	10,1	9,6
	243	13,7	16,4	20,8	19,4
	300	10,2	15,4	23,3	22,2
	360	14,4	15,4	20,9	27,1
Керамзит	239	8,7	11,4	—	19,2
	259	13	16,5	—	—
Тяжелый бетон	244	11,7	20	23,4	22
Восьмерки с призматической средней частью					
Литоидная пемза	118	10,52	8,92	11,82	7,37
	125	8,6	9	—	—
	153	8,43	10,12	14,2	13,6
	207	10,58	11,12	18,4	12,5
	404	13,3	14,1	—	—
Туф	79	5,85	—	—	5,2
	159	7,58	11,1	14,5	8,68
	175	9,7	10,4	—	—
	386	18,4	17,7	—	—
	577	14,3	18,7	—	—
Аглопорит	71	3,21	3,5	4,48	3,21
	174	9,47	12,22	14,75	11,2
	285	13,6	16,1	18,6	15,8
Анийская пемза	143	8,16	9	12,95	8,61
	144	7,9	7,28	15,6	8,08
Тяжелый бетон	241	14	15,7	—	—
	582	28	28,3	—	—
	852	28,8	34,2	—	—

Раскол же цилиндров показывает резко отличные данные. Результаты по расколу цилиндров, отдельно изготовленных, и отколотых кусков от образцов-восьмерок близко совпадают, что говорит о том, что изготовленные образцы были однородны. Прочность бетона, определенная расколом цилиндров, превосходит прочность на растяжение при осевом растяжении примерно в 1,7 раза:

$$R_{раск}^{цил} = 1{,}69\, R_р^{осев}.$$

Поэтому по испытанию цилиндров на раскол трудно судить об истинной прочности бетона на растяжение. Устанавливать же зависимость между этими величинами, пригодную для расчета, на основании имеющихся данных еще преждевременно.

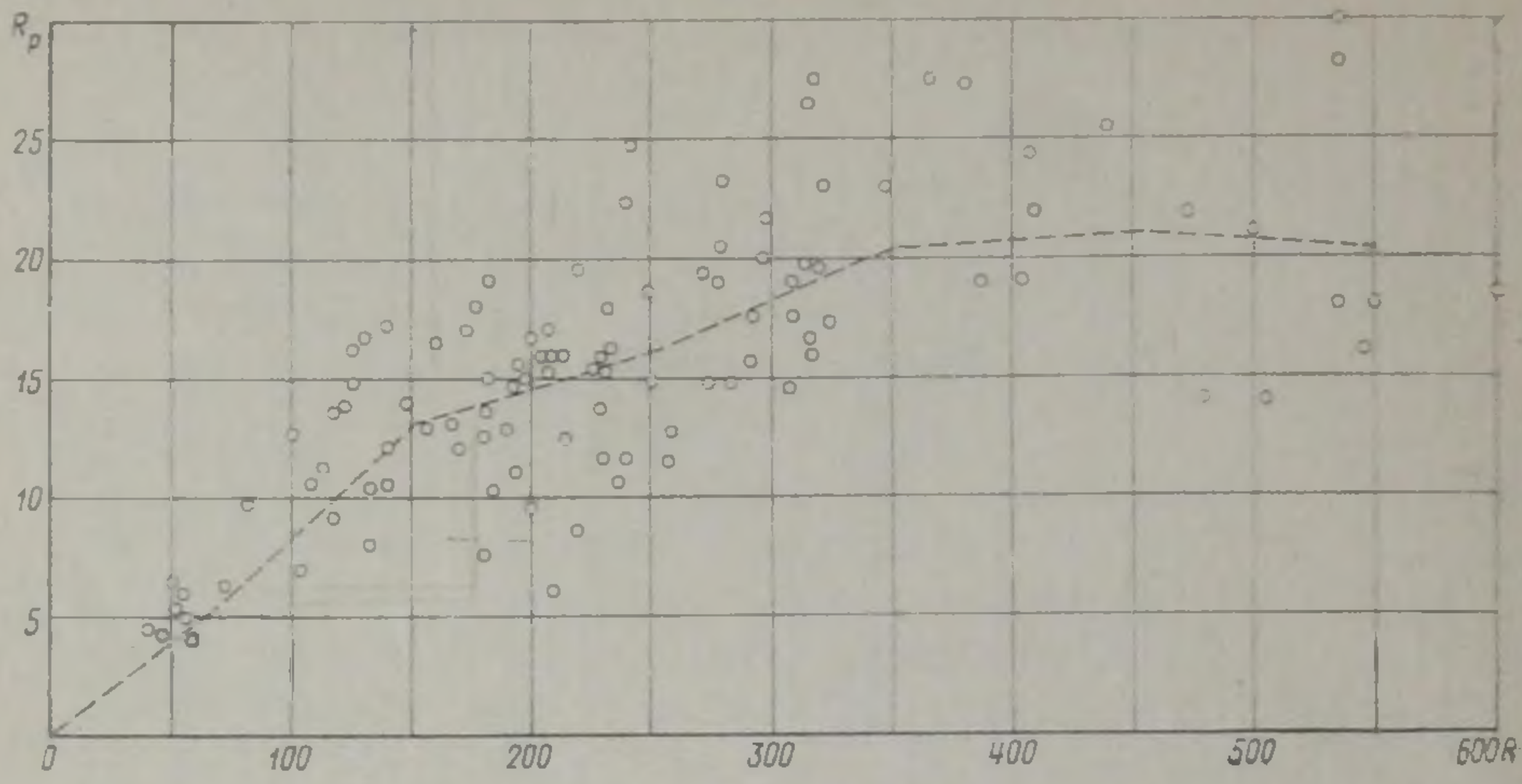


Рис. 13. Прочность керамзитобетона на растяжение в зависимости от прочности на сжатие

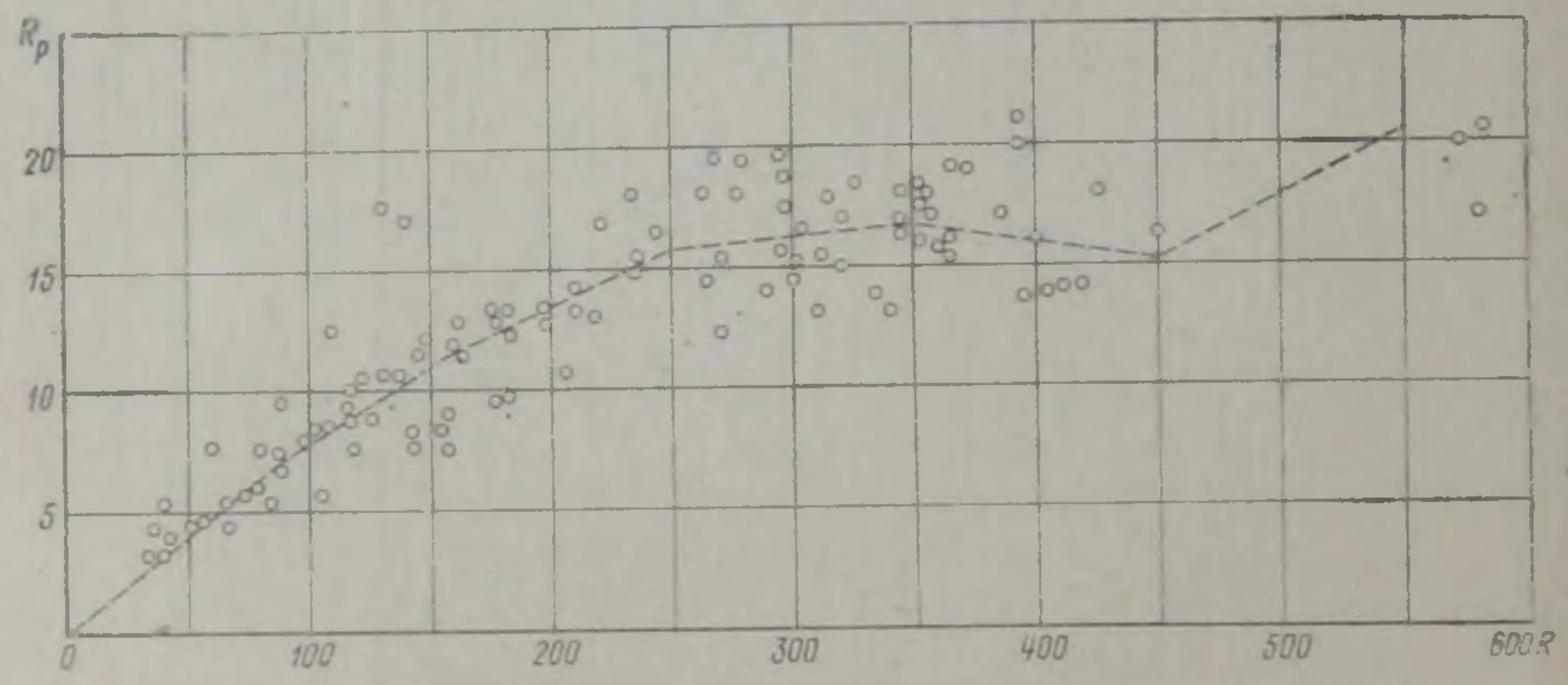


Рис. 14. Прочность легкого бетона на естественных заполнителях на растяжение в зависимости от прочности на сжатие

Из испытания легкого бетона на растяжение видно, что его прочность при конструктивном бетоне значительно отстает от R_p, принятого для тяжелого бетона [109], тогда как данные по тяжелому бетону хорошо согласуются с рекомендациями СНиП [139].

В настоящее время весь экспериментальный материал обработан совместно с данными других исследователей. Собранный экспериментальный материал в количестве 288 серий из минимум трех определений был разбит на четыре основные группы: керамзитобетон, аглопоритобетон, шлакопемзобетон и бетон на естественных легких заполнителях. Основное количество экспериментальных точек получено при испытании керамзитобетона и бетона на естественных легких заполнителях (рис. 13 и 14). Для этих видов бетона была проведена статистическая обра-

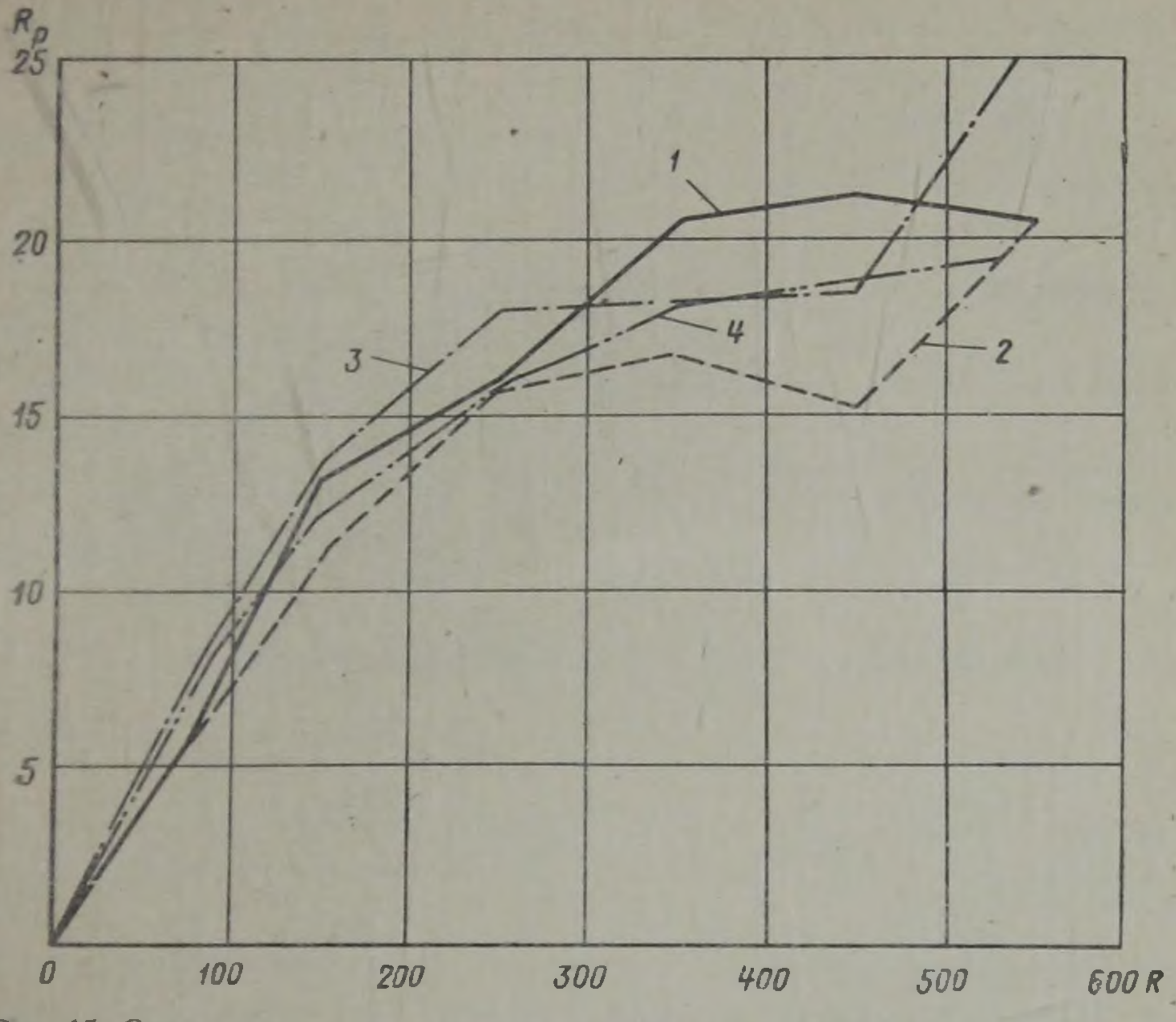


Рис. 15. Сопоставление прочности на растяжение в зависимости от прочности на сжатие для различных видов легкого бетона

———— керамзитобетон; — — — — бетон на естественных заполнителях; ——·—— шлакопемзобетон; ——· ·—— аглопоритобетон

ботка и вычислены среднеквадратичные отклонения σ и коэффициенты изменчивости C_v для определенных групп прочностей, результаты которых сведены в табл. 8.

Помимо этого, вычислены для всех групп среднеарифметические значения R_p с интервалом прочности 100 *кгс/см*^{2}, которые приведены на графике рис. 15.

Анализ табл. 8 и рис. 15 показывает, что для одинаковых диапазонов прочностей C_v достаточно близки и средние значения также совпадают.

Значительный разброс в средних значениях различных видов бетона в диапазоне прочностей 400—600 связан с относительно малым количеством экспериментальных точек и, следовательно, с недостаточной изученностью этого интервала.

Из приведенного следует, что обработку экспериментальных данных можно проводить без подразделения на виды бетона, а все данные нанести на единый график и уже по этим значениям оценить σ и C_v, что и приведено на рис. 16.

Таблица 8

Вид бетона	Искомая величина	Марки бетона при сжатии					
		до 100	100—200	200—300	300—400	400—500	500—600
Керамзитобетон	σ	1,6	3	4,09	4,36	4,12	5,75
	C_v	0,189	0,229	0,255	0,213	0,195	0,28
Бетон на естественных легких заполнителях	σ	1,57	2,7	2,27	2,02	1,85	3,14
	C_v	0,271	0,243	0,144	0,121	0,122	0,154

Результаты статистической обработки сведены в табл. 9.

Таблица 9

Диапазон изменения прочности при сжатии	Количество рассматриваемых точек	$R_p^{ср}$	σ	C_v	Диапазон изменения прочности при сжатии	Количество рассматриваемых точек	$R_p^{ср}$	σ	C_v
До 100	38	5,57	1,56	0,28	300—400	55	18,3	3,43	0,187
100—200	92	12	2,99	0,249	400—500	17	19,2	4,34	0,226
200—300	69	16	2,99	0,187	500—600	17	21,3	4,72	0,221

Из рассмотрения табл. 9 видно, что значения C_v для прочности бетона 100 *кгс/см²* и выше соответствуют друг другу. Прочность бетона до 100 *кгс/см²* редко применяется в конструктивном железобетоне и в силу малой прочности на растяжение здесь возможен существенный разброс данных. Анализ полученных значений C_v позволяет принять для нормирования $C_v=0{,}2$.

Тогда, учитывая формулу:

$$R_p^н = \overline{R}_p(1-2C_v). \qquad (18)$$

Нормативные значения $\overline{R}_p$ могут быть приняты по табл. 10. Средние значения R_p взяты из графика рис. 16.

Как видно из рис. 16, прочности легкого и тяжелого бетона до марки 150 близки по величине. С увеличением же марки легкого бетона прочность его на растяжение отстает от тяжелого бетона и при марке бетона 500 эта разница достигает ~40%. Объяснение пониженной прочности легкого бетона на

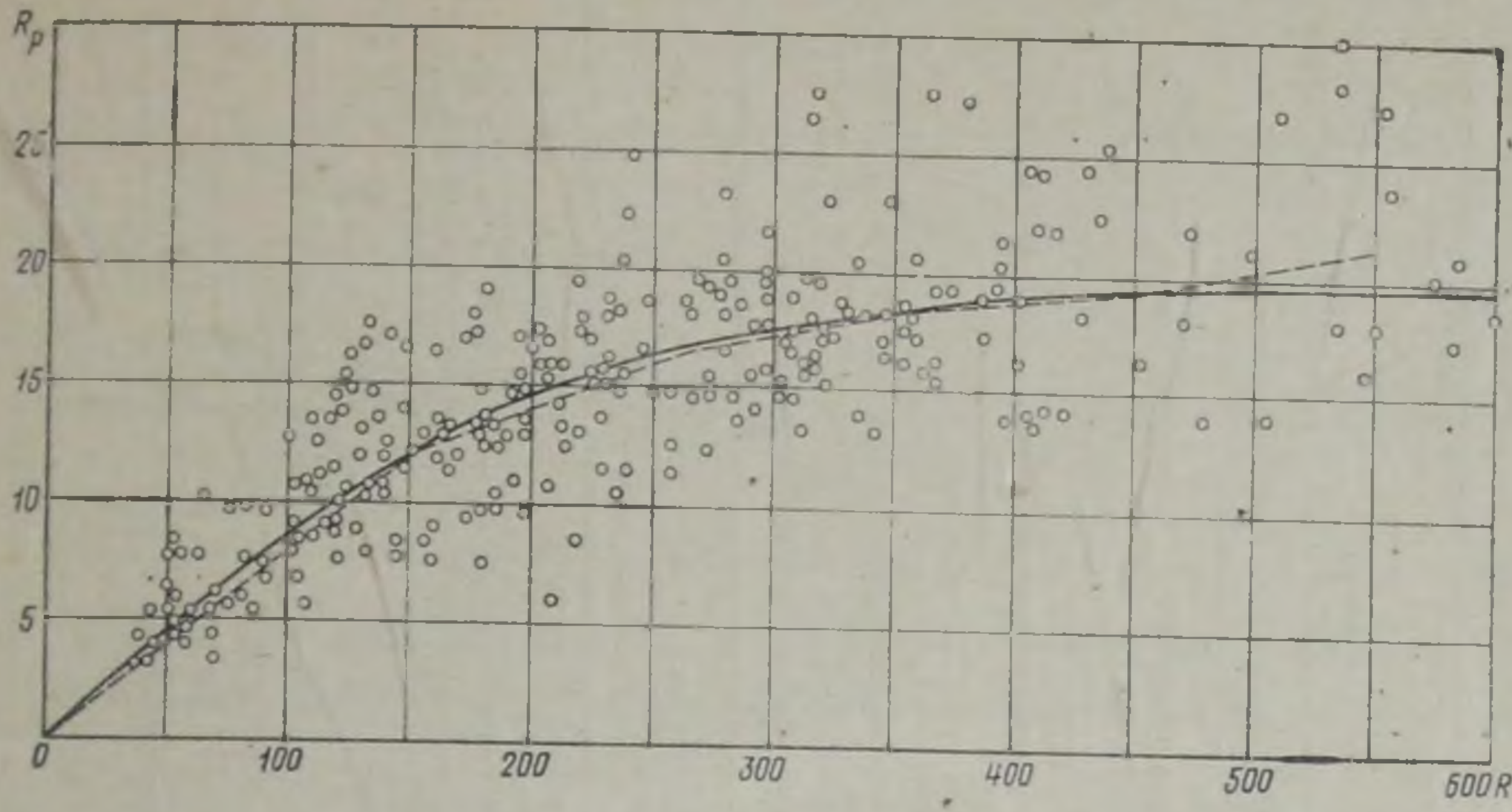


Рис. 16. Прочность легкого бетона на растяжение в зависимости от прочности на сжатие

Таблица 10

	Марка бетона при сжатии											
	35	50	75	100	150	200	250	300	350	400	500	600
$\overline{R}_p$	3,5	5	7,5	8,7	12	14,3	16	17,6	18,3	18,8	19,5	19,6
$R_p^н$	2,1	3	4,5	5,2	7,2	8,6	9,6	10,6	11	11,3	11,7	11,8

растяжение приведено в [109]. Здесь отметим, что прочность бетона на растяжение в основном обусловливается прочностью цементного камня и заполнителя. При низких марках бетона легкий заполнитель по своей прочности на растяжение сам воспринимает растягивающие напряжения. При переходе к высоким маркам бетона прочность заполнителя становится уже недостаточной для восприятия растягивающих напряжений, и при его разрыве растягивающие напряжения должны полностью восприниматься цементным камнем. Нагрузка передается уже не на полное сечение, а на ослабленное (примерно на 50%) слабым заполнителем. Происходит перераспределение напряжений на цементный камень, который не может воспринять возросшие примерно в 2 раза напряжения, вследствие чего происходит разрыв. Часто прочность бетона на растяжение определяют испытанием бетонных балочек. Это связано с определением упруго-пластического момента сопротивления $W_т$, кото-

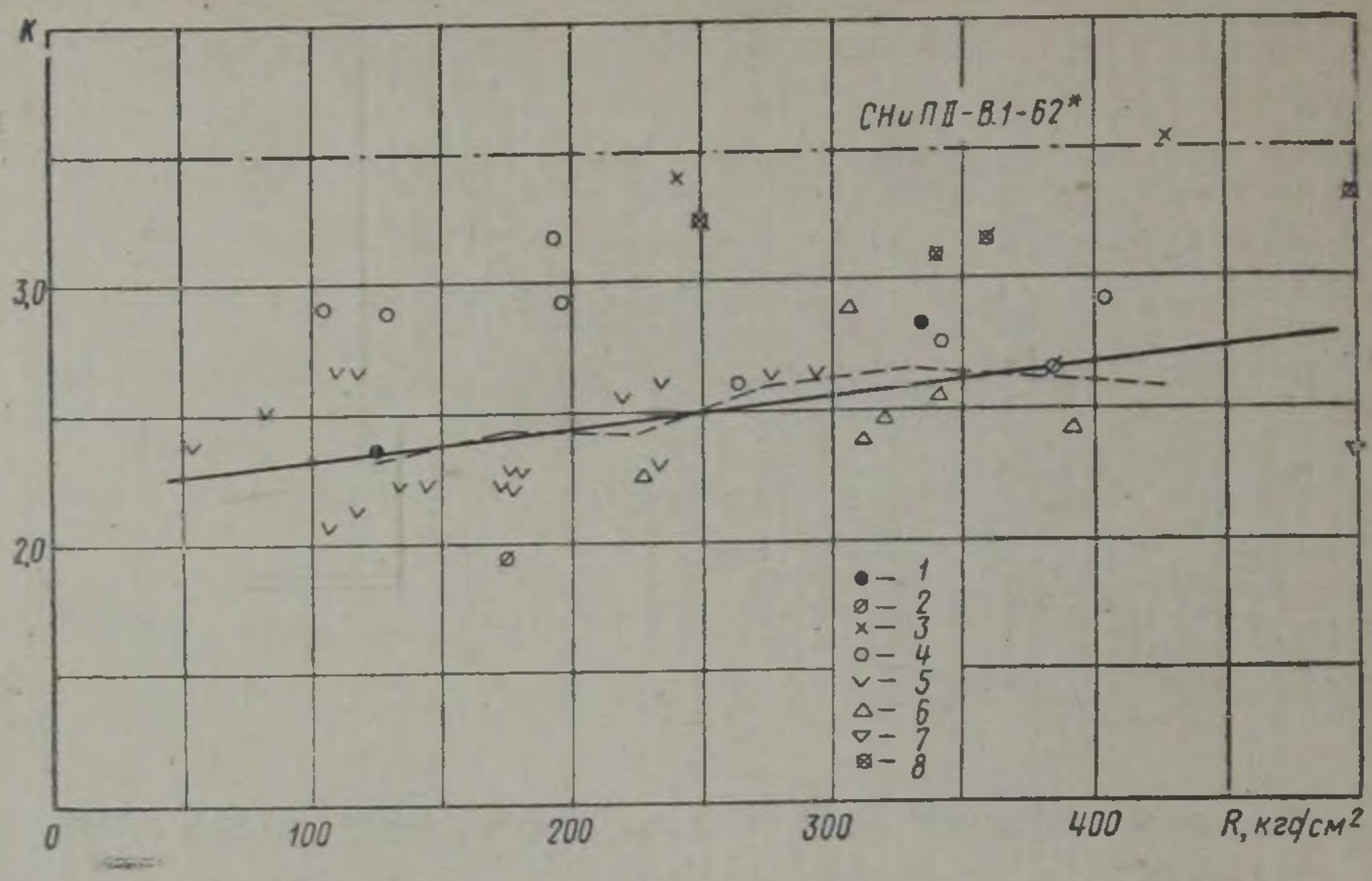


Рис. 17. Изменение коэффициента k в зависимости от прочности бетона на сжатие

1 — литоиднопемзобетон; *2* — туфобетон; *3* — тяжелый бетон; *4* — литоиднопемзобетон [54, 100]; *5* — шлакобетон естественный [109]; *6* — шлакопемзобетон [47]; *7* — керамзитобетон [78]; *8* — тяжелый бетон [85, 92]

рый определяется по формуле

$$w_{\text{г}} = \frac{b\,h^2}{k}, \tag{19}$$

где k — принимается для тяжелого бетона равным 3,5;

b — ширина сечения балки;

h — высота сечения балки.

Полученные более низкие значения $R_{\text{р}}$ для легких бетонов требуют уточнения коэффициента k, определяемого по формуле

$$k = \frac{6\,R_{\text{р}}}{R_{\text{и}}}, \tag{20}$$

где $R_{\text{и}}$ — растягивающие напряжения при изгибе.

Полученные нами значения коэффициента k, а также подсчитанные по данным других исследователей в зависимости от прочности бетона приведены на графике рис. 17. Как видно из рисунка, значение k для легкого бетона никогда не достигает величины 3,5, как это имеет место для тяжелого бетона. Если значения k для тяжелого бетона в зависимости от прочности меняются незначительно, то для легкого бетона прочность уже играет существенную роль. По полученным опытным значениям коэффициент k может определяться по формуле

$$k = 2{,}2 + 0{,}0012\,R. \tag{21}$$

Тогда прочность бетона на осевое растяжение из испытания бетонных балок на изгиб может быть определена по формуле

$$R_{\text{р}} = \frac{(2{,}2 + 0{,}0012\,R)\,M}{b\,h^2}, \tag{22}$$

где M — разрушающий момент.

6. Прочность при срезе

Вопрос работы бетона на срез $R_{\text{ср}}$ мало изучен. Для определения $R_{\text{ср}}$ в различных курсах и монографиях по бетону и железобетону предлагается формула Мёрша:

$$R_{\text{ср}} = k\sqrt{R\,R_{\text{р}}}, \tag{23}$$

где численный коэффициент k принимается от 0,5 до 1. В [147] приводятся нормативные сопротивления бетона срезу, подсчитанные при $k=0{,}7$. Экспериментальных данных для тяжелого бетона мало, приводятся они проф. Я. В. Столяровым [138] по опытам Мёрша для растворов различных консистенций на балках Тулли, а также А. Н. Петровым [103] для бетонов высоких прочностей. Для легких бетонов опытных данных также очень мало, и, если учесть довольно большую разновидность легких бетонов, получены данные только для нескольких его видов. Так, для бетона на естественных легких заполнителях Армянской ССР имеются спытные данные для прочности бетона до 50 *кгс/см*^{2} [130], для аглопорита имеются данные, полученные проф. И. Н. Ахвердовым и М. М. Израелитом [9], для автоклавных ячеистых бетонов на основе пены — данные И. Т. Кудряшева [77], для шлакопемзобетона и керамзитобетона [42]. Однако указанные данные, полученные при различных методиках испытания, не могут быть достаточными для нормирования значений $R_{\text{ср}}$ для легких бетонов. Новых расчетных предложений для легких бетонов нет, только для керамзитобетона в [22] предлагается определять $R_{\text{ср}}$ по формуле (23) при $k=0{,}6$.

Экспериментальные работы, связанные с определением $R_{\text{ср}}$, имеют методические трудности, и как указано в [138], еще не разработана полностью удовлетворительная методика. Наши исследования [120] проводились на образцах сложной конфигурации с таким расчетом, чтобы усилие с пресса передавать в виде сосредоточенной силы по срезывающей поверхности. Разрушенный образец при испытании показан на рис. 18, где хорошо видна плоскость разрушения, совпадающая с теоретической плоскостью среза. Аналогичная методика была применена при определении $R_{\text{ср}}$ для высокопрочных тяжелых бетонов прочностью 500—700 *кгс/см*^{2} [103]. Разница между нашими образцами и образцами, приведенными в [103], заключается в том, что в [103] грани имеют скошенную форму и в бетон образцов укладывается арматура для восприятия возможных растягивающих напряжений в силу неоднородности бетона. В на-

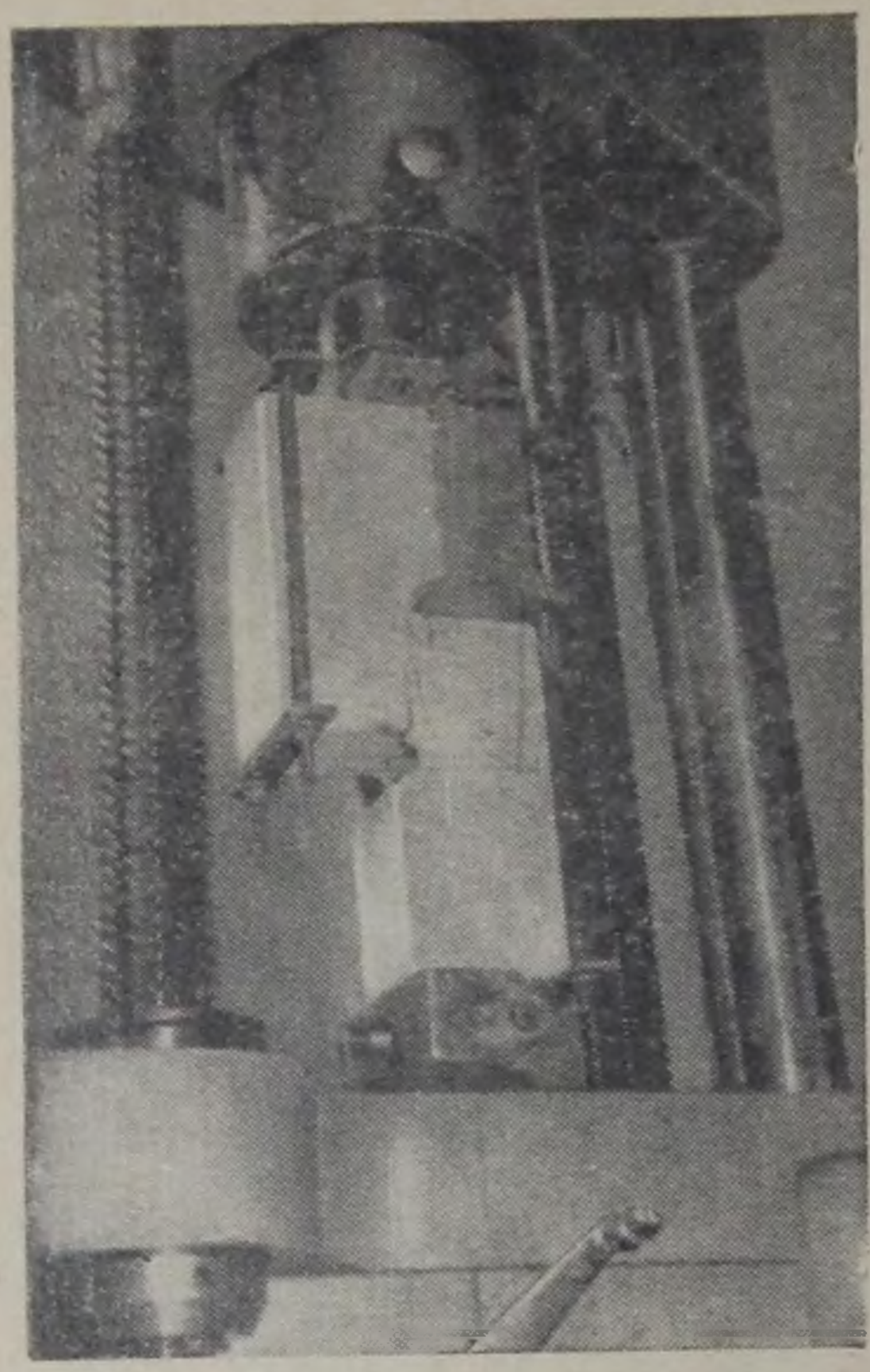


Рис. 18. Образец, испытанный на чистый срез

шем случае для этих целей устанавливаются наружные хомуты, подтягиваемые гайками, образец же изготовляется чисто бетонным.

Виды применяемых заполнителей с их характеристиками и составами бетонов приведены в табл. 11. В качестве вяжущего применялся портландцемент Араратского завода марки 500 по ГОСТ 910—41 (в табл. 11 он приведен по марке к новому ГОСТ 310—62 путем уменьшения марки на 100) и шлакопортландцемент Руставского завода. Консистенция бетонной смеси принималась ~ 3 *см* по осадке нормального конуса. Уплотнение бетона осуществлялось на лабораторной виброплощадке с частотой колебания 2800 *кол/м*. После однодневной выдержки в формах образцы в течение 25 дней хранились во влажных опилках или в камере при влажности воздуха 90—95% и температуре 16—20°С. Испытание образцов проводилось в 28—30-дневном возрасте.

Прочность бетона на сжатие определялась на кубиках с размером стороны 10 *см*, на растяжение — в первых опытах путем раскола кубиков 10×10×10 *см* 5-*мм* проволокой, а затем путем разрыва больших цилиндров с приспособлением, обеспечивающим шарнирность приложения нагрузки в двух взаимно перпендикулярных направлениях, и путем раскола кубиков. В расчет в этом случае вводилось среднее значение, полученное обоими методиками.

Результаты испытаний образцов сведены в табл. 12, а также приведены на графике рис. 19. На рис. 19 пунктирной линией показана зависимость $R_{ср}$ от R, принятая для тяжелого бетона в [147]. Там же приведены опытные данные для легкого бетона других исследователей. После обработки опытных данных выяснилось, что экспериментальная кривая наиболее удачно соответствует зависимости

$$R_{ср} = 2\sqrt{R}. \qquad (24)$$

Однако прочность бетона на срез зависит не только от сжатия, но и от растяжения, поэтому экспериментальные данные нане-

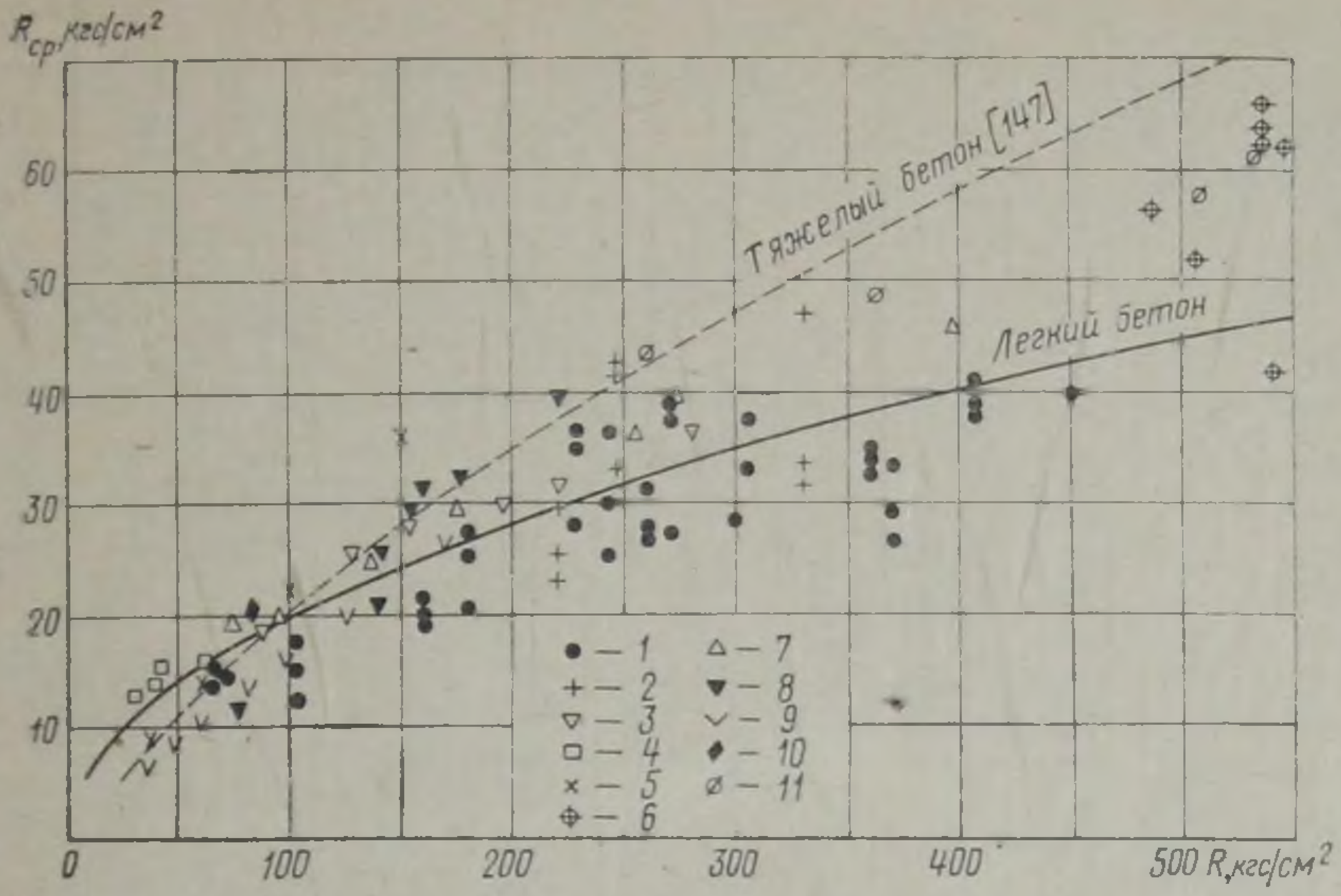


Рис. 19. Прочность бетона на срез в зависимости от прочности на сжатие

данные: *1* — автора, легкий бетон; *2* — автора, тяжелый бетон; *3* — Мёрша, раствор [138]; *4* — Симонова [130]; *5* — Кудряшева [77]; *6* — Петрова [103]; *7* — Ахвердова и Израелита [9]; *8* — Евдокимова и Пфлаумера [42]; *9* — Калнайса, Тетерса и Шкербелиса [58]; *10* — Линденберга и Куннноса [81]; *11* — Калениченко и Зорича, тяжелый бетон [57]

Таблица 11

№ п/п	Вид заполнителя	Объемная масса кг/м³		Активность цемента кгс/см²	Состав бетона в кг на 1 м³			
		песка 0—5 мм	щебня 5—20 мм		Ц	П	Щ	В
1	Литоидная пемза . .	1000	800	400*	550	580	460	285
2	То же	1000	800	400*	300	670	535	285
3	»	1000	800	400*	170	630	620	285
4	»	1000	800	400*	300	670	535	285
5	»	900	810	460	337	459	799	245
6	»	900	810	460	680	550	446	285
7	»	900	810	460	169	650	736	245
8	»	985	750	460	236	493	790	236
9	»	985	750	460	333	454	788	228
10	»	985	750	460	548	593	482	267
11	Кармрашенский шлак	630	405	400*	345	420	335	300
12	Туф Ереванский красной разновидности . .	1130	770	400*	440	352	852	388
13	Туф ахтанакский . .	1300	1160	400*	480	840	725	250
14	То же	1300	1160	400*	270	795	855	240
15	Керамзит	865	584	460	510	330	420	240
16	Аглопорит	985	750	460	535	575	530	234
17	Кварцевый песок, базальтовый щебень . .	1650	1325	400*	250	975	1170	180
18	То же	1650	1325	400*	420	925	1100	200
19	»	1670	1330	460	250	645	1460	150

* Цемент Араратского завода марки 500 — по ГОСТ 910—41. Остальные цементы — Руставского завода.

Таблица 12

№ п/п	Опытные величины прочности бетона кгс/см²					Расчетная прочность бетона на срез по формулам					
	R	$R_р$	$R_{ср}$	$\frac{R_{ср}}{R}$	$\frac{R_{ср}}{R_р}$	$0{,}6\sqrt{RR_р}$	$\frac{R_{ср}^{оп}}{R_{ср}^{теор}}$ %	$2\sqrt{R}$	$\frac{R_{ср}^{оп}}{R_{ср}^{теор}}$ %	$1{,}9\sqrt{RR_р}$	$\frac{R_{ср}^{оп}}{R_{ср}^{теор}}$ %
1	305	11,6	35,4	0,116	3,05	35,7	—0,7	35	+1	29	+22
2	183	10	25,2	0,137	2,52	25,7	—2	27	—6,5	23,3	+8
3	73,5	5,9	14,5	0,197	2,45	12,5	+16	17,2	—15,7	14,4	+0,5
4	180	9,6	23,6	0,131	2,47	25	—5,5	26,9	—12	22,9	+3
5	243	15	30,9	0,127	2,06	36,3	—15	31,1	—0,5	29,3	+5
6	360	14,9	33,8	0,094	2,26	44	—23	37,9	—11	33,3	+1,5
7	104	5,7	15,1	0,145	2,97	13,8	+9	20,4	—26	15,3	—1,5
8	300	28,4	15,4	0,095	1,85	40,5	—30	34,7	—18	31,7	—10,5
9	370	29,8	15,9	0,08	1,87	46,2	—35,5	38,6	—22,8	34,4	—13
10	450	39,8	16,2	0,089	2,45	51,3	—22,5	42,5	—6,5	37	+7,5
11	66	4,3	14,7	0,223	3,4	10,2	+45	16,3	—9,5	12,5	+17,5
12	227	11,7	33	0,145	2,82	31	+6	30,2	+8,5	26,4	+25
13	271	14	34,6	0,128	2,47	37,1	—7	33	+5	29,7	+16,3
14	159	10,5	20,1	0,126	1,92	24,6	—18	25,2	—20	22,6	—11
15	259	14,4	28,7	0,111	1,99	36,7	—22	25,2	+14	29,5	—2,7
16	407	39,2	13,5	0,0963	2,9	44,6	—12	40,4	—3	33,6	+16
17	219	13	26	0,119	2	32,1	—19	29,6	—12	27	—3,7
18	329	17,9	37,3	0,113	2,08	46,2	—19	36,3	+3	34,5	+8
19	244	16	38,9	0,16	2,43	37,5	+4	31,3	+24	29,9	+30

Примечание. В таблице приведены опытные значения, полученные как средние из трех определений.

сены на график рис. 20 в зависимости от этих двух параметров. В этом случае наилучшее совпадение с опытными получается для зависимости

$$R_{ср} = 1{,}9\sqrt[3]{RR_р}. \qquad (25)$$

Из графика рис. 20 также усматривается, что данные из [9, 42, 58, 81] хорошо согласуются с предлагаемой зависимостью (25). Сопоставление опытных результатов с предложением [22] и формулами (24) и (25) сделано в табл. 12. Как видно из таблицы, наилучшее совпадение опытных и теоретических данных получается в случае расчета по формуле (25); она и может быть рекомендована как расчетная. В случае отсутствия данных по прочности легкого бетона на растяжение $R_{ср}$ с достаточной точностью может быть определена по формуле (24). Проф. Я. В. Столяров [138] предлагал пользоваться зависимостью

$$R_{ср} = 0{,}2\,R.$$

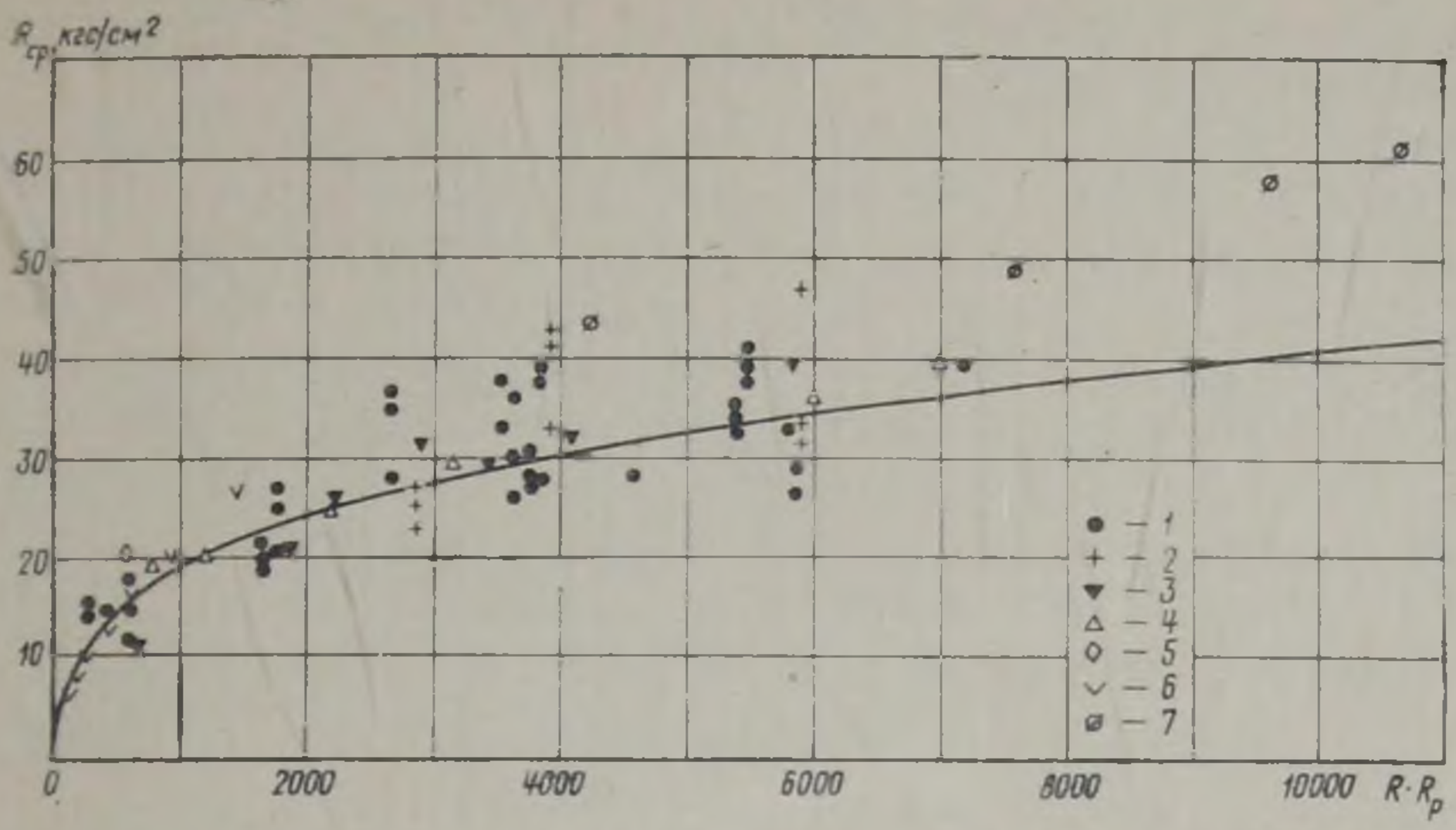


Рис. 20. Прочность бетона на срез в зависимости от произведения прочностей на сжатие и растяжение

данные: *1* — автора, легкий бетон; *2* — автора, тяжелый бетон; *3* — Евдокимова и Пфлаумера [42]; *4* — Ахвердова и Израелита [9]; *5* — Линденберга и Куннноса [81]; *6* — Калнайса, Тетерса и Шкербелиса [58]; *7* — Калениченко и Зорича, тяжелый бетон [57]

В [103] также получено для высококачественного тяжелого бетона соотношение $R_{ср}=0{,}106R$. Полученные в [103] опытные данные ближе соответствуют рекомендуемой зависимости (25), чем предложенной для тяжелого бетона в [147]. Обращает на себя внимание то, что при прочности легкого бетона до 100 *кгс/см²* разрушение происходило по контакту заполнителя с раствором, а при большей прочности бетона — по заполнителю. Этим можно объяснить, почему прочность на срез несколько больше для низкопрочных легких бетонов (до 100 *кгс/см²*), а затем постепенно уменьшается по сравнению с нормированной величиной прочности тяжелого бетона на срез. Аналогичная картина наблюдалась при испытании легкого бетона на растяжение [109, 132].

7. Прочность на смятие

Проверка прочности на смятие получила большое значение с развитием предварительно напряженного железобетона при расчете бетона под анкерными колодками. Вместе с тем правильное определение прочности бетона на смятие не потеряло своей актуальности и при проектировании обычных конструкций.

В литературе и нормах есть указания по определению прочности на смятие, основанные на экспериментальных данных Графа, Баха и Баушингера. Новых исследований по этому вопросу за последнее время не проводилось, хотя после указанных работ прошло более 50 лет и технология бетона и сам бетон претерпели большие изменения: повысились марки, изменились спо-

собы укладки и уплотнения, изменился цемент, появились новые виды бетонов.

В 1968 г. вышла работа [31], где приведено исследование при местном сжатии тяжелого бетона применительно к валковым и шарнирным опорным частям железобетонных мостов. Приняты три схемы загружения: в виде полосы, с одной и двух противоположных сторон, в виде центрально приложенного к образцу штампа при разных размерах образцов. Прочность бетона при местном смятии определена как функция прочности бетона на растяжение и геометрических размеров образца и штампа. Полученные эмпирические зависимости для приведенных выше схем загружения соответственно имеют вид

$$P = 1{,}2\,h\,b\,R_{\text{р}}\,(2{,}3 + 5\,\beta); \tag{26}$$

$$P = 0{,}8\,h\,a\,R_{\text{р}}\,(2{,}3 + 5\,\beta); \tag{27}$$

$$P = 0{,}4\,(2{,}5 - \alpha_1)\,h\,l\,R_{\text{р}}\,(2{,}3 + 5\beta), \tag{28}$$

где $R_{\text{р}}$ — прочность бетона на растяжение; h — высота образцов; b — ширина образца, по которой приложен штамп в виде полосы; a — ширина образца;

$$\alpha_1 = \frac{h}{2a}; \quad \beta = \frac{b}{a},$$

где b — ширина прикладываемого штампа.

Эти зависимости выведены на основании опытов и хорошо согласуются с ними. Однако, как будет показано ниже, при смятии бетон находится в сложном напряженном состоянии и, помимо прочности на растяжение, существенную роль играет прочность на сжатие. Прочность на растяжение связана с прочностью на сжатие, но не линейно; с повышением R отношение $\frac{R_{\text{р}}}{R}$ падает, и поэтому обобщение по одной характеристике недостаточно точно отражает физическую картину напряженного состояния. Несмотря на это, указанные экспериментальные данные бесспорно интересны и учтены нами при анализе.

Экспериментальных данных по работе легкого бетона, особенно высоких марок, на смятие не существует. Между тем они необходимы в первую очередь для правильного проектирования конструкций из предварительно напряженного легкого железобетона. Проведенные нами исследования [161] выполнены независимо от [31].

Для изучения вопросов прочности легких бетонов на смятие в качестве заполнителей были приняты литоидная пемза, керамзит и аглопорит. Для сопоставления полученных данных в качестве эталонных были изготовлены образцы из тяжелого бетона. Заполнитель принимался трех фракций: песок 0—5 *мм*; щебень 5—10 *мм* и 10—20 *мм*. В табл. 13 приведены характе-

ристики примененных материалов и составы бетона. Все образцы изготовлялись в металлических формах-кубах. Образцы первых десяти серий подвергались вибрации на лабораторной виброплощадке одновременно с частотой 2800 *кол/мин*, хранились при влажности 90—95% в помещении при температуре 16—20°С или во влажных опилках.

Таблица 13

№ состава	Вид заполнителя	Объемная масса песка в *кг/м³*	Объемная масса щебня в *кг/м³*	Активность цемента в *кгс/см²*	Состав бетона на 1 *м³* в *кг*			
					Ц	*П*	*Щ*	*В*
1	Литоидная пемза . .	900	810	460	161	614	702	313
2	То же				337	459	799	245
3	»				680	550	446	285
4	»				337	459	799	245
5	Аглопорит	985	750		297	563	720	280
6	Керамзит	865	584		232	482	454	222
7	То же	865	584		510	330	420	240
8	Кварцевый песок, базальтовый щебень . .	1670	1330		250	645	1460	150
9	То же	1560	1350	400	265	800	1790	235
10	»	1560	1350		510	720	1630	235
11	Литоидная пемза . .	—	—		306	528	792	275

Образцы 11-й серии изготовлялись в заводских условиях также при одновременном вибрировании и из одного замеса; после пропарки они были доставлены в лабораторию и хранились в лабораторном помещении 25 дней, т. е. до испытания.

Смятие бетона создавалось при помощи металлических плит-штампов, которые прикладывались к поверхности кубов центрально, а также смещались в сторону по отношению к геометрической оси куба. Нагрузка же во всех случаях передавалась по оси пресса и центровка производилась по оси штампа.

Расположение штампов на образце видно из рис. 21. Штампы были приняты следующих размеров: 30×30, 50×50, 100×100, 30×200 и 58×200 *мм*. Последние два штампа передавали нагрузку на часть образца в виде полос и были приложены только симметрично по отношению к оси образца. Испытание велось на прессах 2ПГ-125 и 2ПГ-500 в зависимости от размеров образцов и необходимой нагрузки. На каждый вид испытания испытывалось три образца. Помимо прочности на сжатие, определяемой на кубах 15×15×15 *см*, почти для всех серий определялась прочность бетона на растяжение испытанием больших цилиндров на осевое растяжение и расколом кубиков 10×10×10 *см* двумя противоположно приложенными 5-*мм* проволоками. За исключением серий 9 и 10, образцы испытывались в возрасте 1 года, а серии 10 — в возрасте 9 месяцев. Некоторые

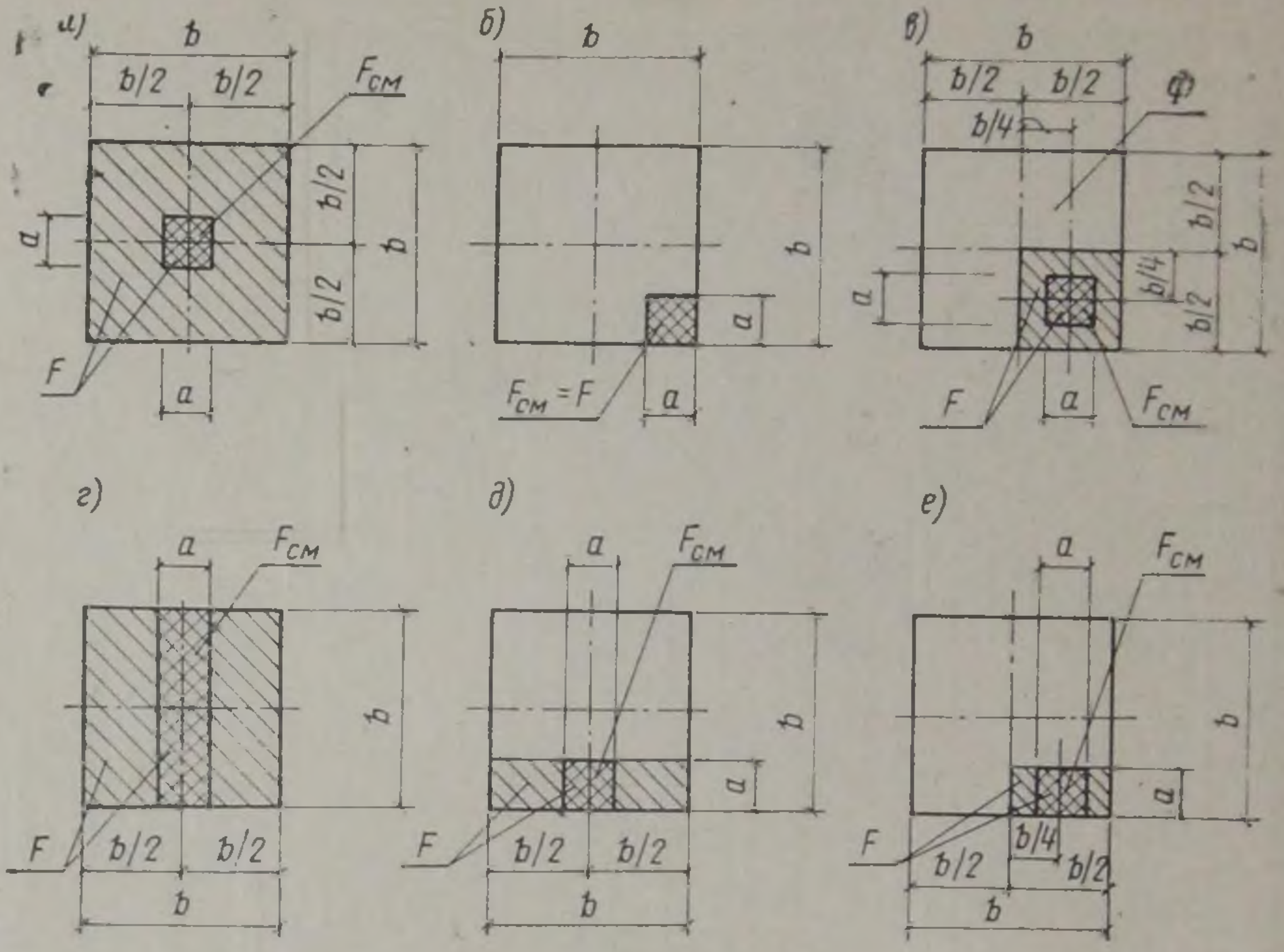


Рис. 21. Схема расположения штампов на образцах при испытании на смятие

виды разрушенных образцов приведены на рис. 22. На фото по образовавшейся вмятине ясно видно расположение штампа, а также трещин, полученных при разрушении образцов.

Результаты испытания образцов сведены в табл. 14 и приведены на рис. 23.

Как видно из результатов, формула Баушингера

$$R_{см} = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}}, \qquad (29)$$

рекомендуемая в нормах, не соответствует экспериментальным данным. Опытные значения $R_{см}$ получаются выше подсчитанных по формуле (29). Такое же превышение действительных значений над подсчитанными по формуле (29) получено в опытах [31].

В случае сохранения зависимости прочности на смятие в зависимости от прочности на сжатие для центрально приложенного квадратного штампа экспериментальные данные лучше описываются выражением

$$R_{см} = R\sqrt{\frac{F}{F_{см}}}. \qquad (30)$$

Для штампа в виде полос, приложенных в середине образца, и штампа, приложенного внецентренно с краю (см. рис. 21, *б*), величина смятия получается несколько меньшей, чем подсчи-

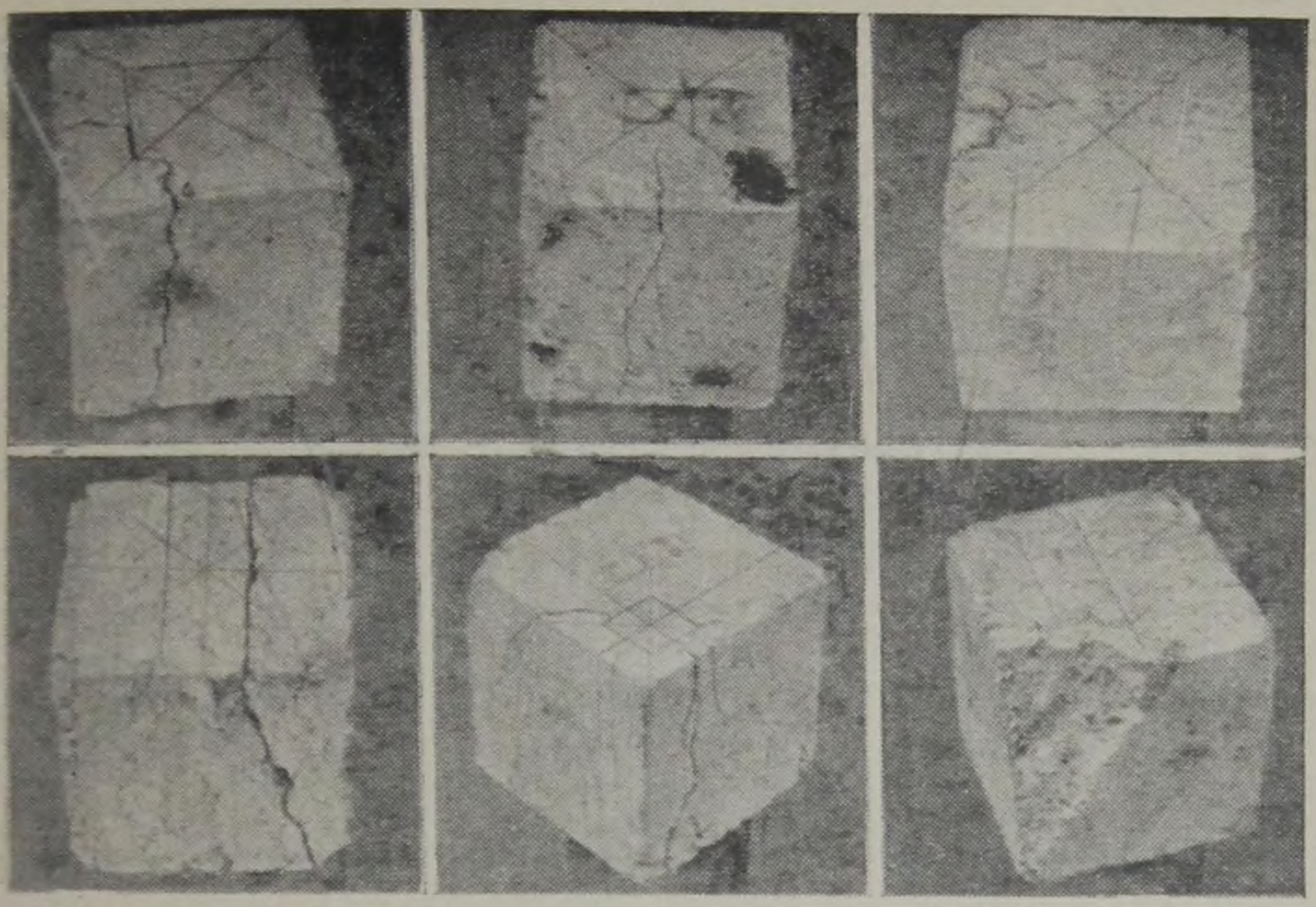


Рис. 22. Виды разрушений при смятии

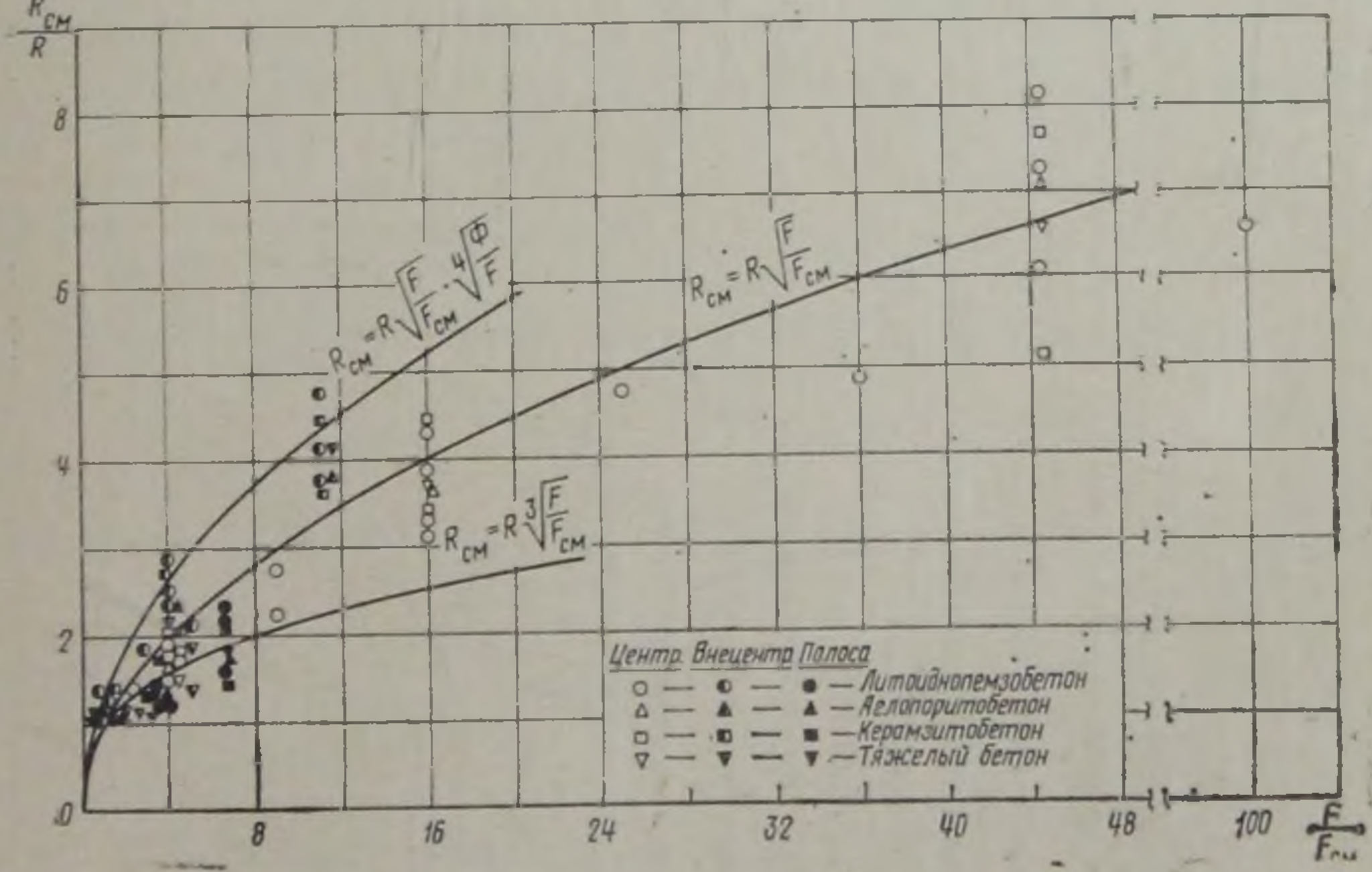


Рис. 23. Зависимость $\frac{R_{см}}{R}$ от $\frac{F}{F_{см}}$

Таблица 14

№ серий	R	$R_р$	R, кгс/см² при штампе 100×100 мм по рис. 21			R, кгс/см² при штампе 50×50 мм по рис. 21				R, кгс/см² при штампе 30×30 мм по рис. 21					Полоса 30×200 мм по рис. 21	Полоса 58×200 мм по рис. 21	Размер стороны куба
			а	б	д	а	б	в	д	а	б	в	д	е			
1	43	4	74/92	47/56	—	164/184	—	121/143	—	348/306	—	177/188	—	—	98/92	63/66	20
2	168	15	314/351	226/221	—	728/702	—	421/432	—	1218/1171	—	804/720	—	—	375/350	204/252	20
3	332	17	509/526	428/331	—	1092/1052	—	817/646	—	2017/1753	—	1245/1065	—	—	538/524	408/377	20
4	218	15,5	308/323	—	—	600/611	—	—	393/272	1036/1020	—	—	463/352	—	—	—	15
5	118	10	197/241	122/151	—	428/482	—	280/296	—	831/802	—	448/493	—	—	206/240	161/172	20
6	112	10	230/234	150/147	—	500/468	—	304/287	—	867/780	—	500/479	—	—	234/233	199/168	20
7	226	15,5	420/414	250/260	—	788/828	—	467/508	—	1158/1390	—	823/846	—	—	322/412	296/296	20
8	204	16	313/400	214/252	—	752/800	—	448/492	—	1360/1335	—	844/820	—	—	376/399	259/287	20
9	226	16	—	—	248/199	—	—	—	250/282	—	—	—	320/364	—	—	—	15
10	360	23	—	389/400	—	—	385/400	—	—	—	420/400	—	—	—	—	—	15
10′	453	26,5	—	—	531/362	—	—	—	—	—	—	—	852/673	518/468	—	—	15
11	269	12,1	—	—	—	464/400	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10
	269	12,1	—	—	—	596/600	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	15
	269	12,1	—	—	—	840/802	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20
	269	12,1	—	—	—	1292/1200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	30
	269	12,1	—	—	—	1775/2000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50

Примечания: 1. Приведенные в таблице данные являются средними из трех определений.
2. В числителе приведены опытные значения, в знаменателе — теоретические, подсчитанные по формуле (35).

танная по формуле (29). По всей вероятности, такое совпадение результатов по штампам, показанным на рис. 21, *б*, *г*, можно объяснить следующим образом: штамп на рис. 21, *б* является как бы продолжением штампа по рис. 21, *г*. Эти данные хорошо описываются уточненной зависимостью

$$R_{см} = 0{,}9R\sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}}. \qquad (31)$$

Для легких бетонов отношение призменной прочности к кубиковой получается выше, чем для тяжелого бетона. Выше показано, что $R_{пр}=0{,}9R$. Тогда (31) имеет вид

$$R_{см} = R_{пр}\sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}}, \qquad (32)$$

т. е. получается формула, рекомендуемая нормами [139].

Несколько иная картина получается при внецентренном приложении штампа по рис. 21, *в*. В этом случае относительные значения $R_{см}/R$ получаются несколько бо́льшими, что хорошо видно на рис. 23. По-видимому, на эту величину влияет не учитываемый по расчету объем бетона. Предлагается его учитывать специальным коэффициентом

$$k = \sqrt[4]{\frac{\Phi}{F}}, \qquad (33)$$

где Φ — оставшаяся площадь, получаемая вычитанием из полной площади площади распределения нагрузки (расчетной площади сечения); F — площадь распределения нагрузки.

С учетом (33) формула смятия бетона в случае внецентренного приложения нагрузки по рис. 21, *в* примет вид

$$R_{см} = R\sqrt{\frac{F}{F_{см}}}\sqrt[4]{\frac{\Phi}{F}}. \qquad (34)$$

Коэффициент k учитывается по формуле (34) только в том случае, если $\Phi > 2F$.

Во всех случаях расчетная площадь сечения F принимается по СНиП II-В.1-62*, кроме случая, когда штамп расположен в крайнем углу (см. рис. 21, *б*). В этом случае, как показали опытные данные, не получается превышения $R_{см}$ над R, поэтому повышение прочности бетона на смятие производить не рекомендуется.

Анализ вида разрушения образцов при смятии показал, что оно происходит не только от сжатия, но и от разрыва бетона, т. е. в сопротивлении бетона смятию на ограниченной площади существенную роль играет также способность бетона сопротивляться растягивающим напряжениям. Для выявления зависимости прочности бетона на смятие в зависимости от прочности бетона на сжатие и растяжение был построен график (рис. 24).

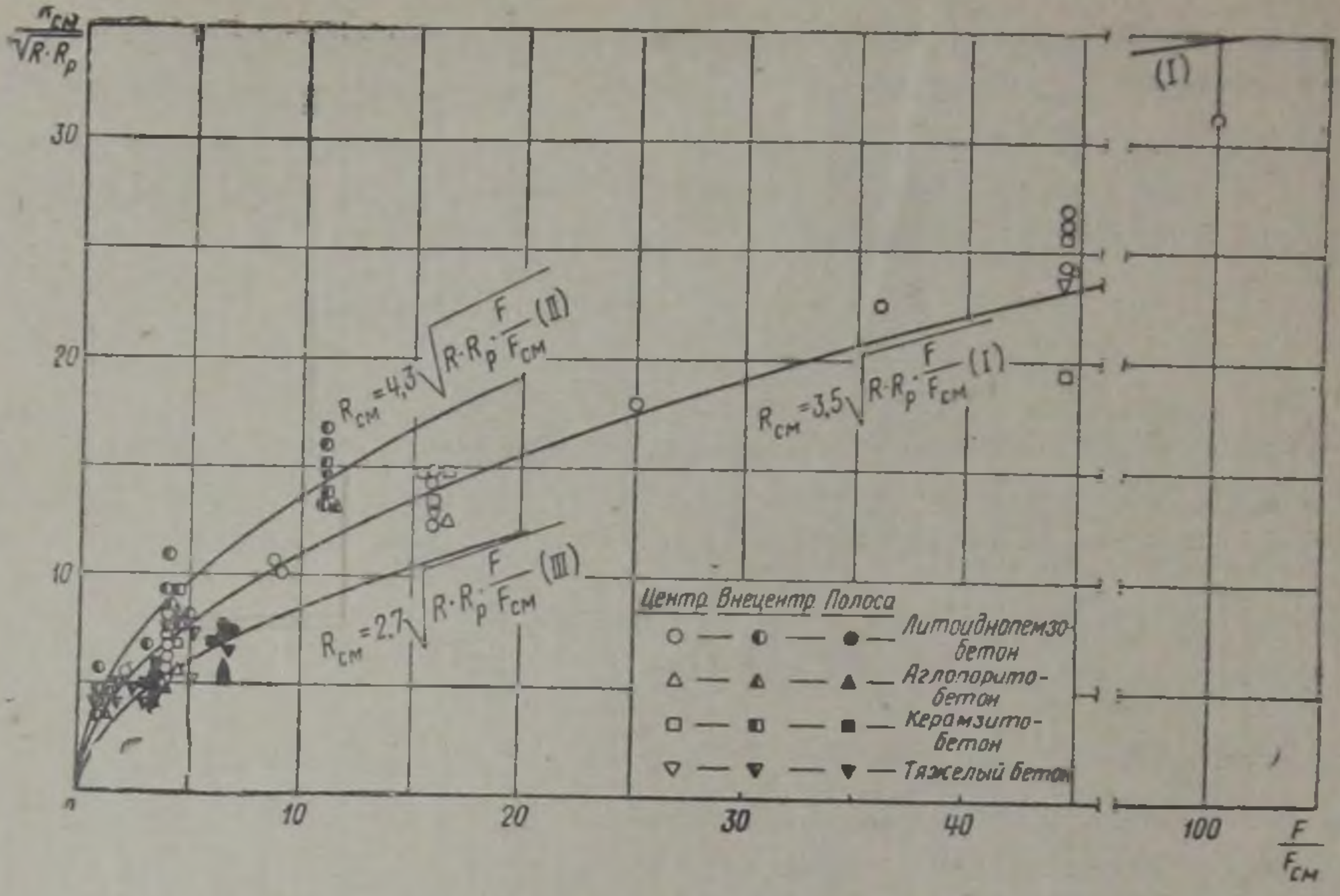


Рис. 24. Зависимость $\frac{R_{см}}{\sqrt{RR_p}}$ от $\frac{F}{F_{см}}$

Из графика видно, что прочность бетона на смятие меняется в зависимости от местоположения штампа.

Обработка экспериментальных данных позволила установить зависимость для различных случаев расположения штампа, которая получилась однообразной с различным численным коэффициентом. Эта зависимость имеет вид

$$R_{см} = k\sqrt{RR_p\frac{F}{F_{см}}}, \qquad (35)$$

где коэффициент k для центрально приложенного квадратного штампа равен 3,5; для внецентренно приложенного квадратного штампа — 4,3; для штампа в виде полосы и по рис. 21, *д*, *е* — 2,7. По графику рис. 24 и табл. 14 видно, что определение пределов прочности на смятие в зависимости от двух параметров прочности R и R_p заметно уменьшило разброс опытных данных как для каждого вида, так и между отдельными видами бетона.

Если образцы первых 10 серий преследовали цель выявить общие закономерности сопротивления бетона смятию в зависимости от соотношения $F/F_{см}$, вида и места приложения сминающей нагрузки, образцы серии 11, помимо этого, были предназначены для определения наибольшего возможного превышения $R_{см}$ над R [112]. Как показало испытание этой серии, при разрушении образцов штамп вминался в бетон и чем больше был размер куба, тем на бо́льшую величину. В дальнейшем под штампом образовывался бетонный клин, который раска-

лывал образец. Наибольшее вмятие штампа в бетон наблюдалось при испытании куба с размером стороны 50 *см* и составило ~7 *мм*.

Из табл. 14 видно, что максимальная прочность на смятие выше прочности на сжатие в 6,6 раза. Как усматривается из кривой рис. 24, по результатам испытания серии 11 это превышение может иметь несколько большее значение, но при значительно больших соотношениях $F/F_{см}$, экспериментальная реализация которых связана с трудностями. Практически исследованный диапазон изменения $F/F_{см}$ вполне достаточен.

Таблица 15

№ образцов по [31]	Размеры образцов в *см*	Прочность бетона в *кгс/см²*			Площадь штампа $F_{см}$, *см*	Разрушающая нагрузка $P_{см}$, *тс*	$R_{см}^{оп}$, *кгс/см²*	$R_{см}$ по формуле (28) в *кгс/см²*		$R_{см}$ по формуле (35) в *кгс/см²*	
		$R_{пр}$	R	$R_р$				$R_{см}$	$\frac{R_{см}^{оп}}{R_{см}}$	$R_{см}$	$\frac{R_{см}^{оп}}{R_{см}}$
5	20×20×20	210	300	21	20×3,3	36,5	553	478	1,115	358	0,992
6					20×6,6	47,5	359	302	1,19	382	0,94
7					20×10	51,5	257	242	1,062	308	0,835
8					20×13,2	67	254	215	1,18	270	0,942
9	25×25×25	123	156	13	25×10	52,5	210	168	1,25	192	1,095
10					25×5,6	39	278	238	1,17	257	1,082
11					25×2,8	34	485	399	1,22	364	1,33
14	30×30×30	175	223	17	30×5	60	400	383	1,045	406	0,985
15					30×10	66	220	243	0,905	288	0,764
16					30×15	82,5	184	196	0,94	234	0,787
1	25×25×25	123	156	13	10×10	35,5	355	280	1,27	393	0,904

Полученная формула (35) была проверена на экспериментальных данных [31] для соответствующих схем загружения. Эти подсчеты, сведены в табл. 15. Однако нужно указать, что в таблице, приведенной в [31], имеются некоторые неточности. Экспериментально определялись только призменная прочность $R_{пр}$ и разрушающая нагрузка при смятии. Прочность бетона на растяжение $R_р$ была принята по таблице нормативных сопротивлений бетона по соответствующему $R_{пр}^{н}$ значению $R^{н}$ (там, где нет прямого совпадения, проводилась интерполяция), причем брались значения $R_р$ не как нормативные значения $R_р^{н}$, а как проектные марки бетона по растяжению. Это неверно: проектные марки по растяжению всегда несколько выше, чем нормативные значения $R_р^{н}$; здесь учитывается больший разброс при определении прочности бетона на растяжение, а подбор

составов бетона по маркам на растяжение производится только в тех случаях, где этого требует конструктивное решение. Учитывая это, в табл. 12 $R_{пр}$ мы приняли по [31], а R и $R_р$ определили по таблице нормативных сопротивлений бетона и уже по этим значениям провели сопоставление экспериментальных данных с результатами, полученными по формулам (28) и (35). Как видно из табл. 15, экспериментальные значения, приведенные в [31], хорошо описываются формулой (35). Вместе с тем большие расхождения подсчитанных значений $R_{см}$ с опытными в сериях 15 и 16 связаны с непонятным превышением R над $R_{см}$, чего никак не может быть.

Как видно из вышеуказанного, формула (35) хорошо согласуется как с экспериментальными данными, так и с данными, приведенными в [31]; поэтому она рекомендуется в качестве расчетной. В случае, когда отсутствует прочность бетона на растяжение, $R_{см}$ можно определять с меньшей точностью по формулам (30)—(34).

Глава II. ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ

Большое разнообразие легких заполнителей, применяемых для приготовления легкого бетона, предопределяет получение легких бетонов с резко различными свойствами. Вместе с тем от свойств бетона и зависит их пригодность или возможность применения в той или иной конструкции. Среди многочисленных физико-механических свойств бетона деформативность играет особенно важную роль в правильной разработке конструкций и целых сооружений.

1. Деформации при сжатии. Модуль упругости

Обычно диаграмма как сжатия, так и растяжения бетона в силу пластических свойств имеет криволинейное очертание. Исследованиями О. Я. Берга, Г. Хэдлея, Г. Коуэна [18, 171, 173] установлено, что диаграмма представляет собой кривую, имеющую максимум, соответствующий определенной величине деформации; далее деформации растут при уменьшающейся нагрузке, что, по-видимому, связано с развитием трещин в бетоне. Последний процесс происходит очень быстро, и для его улавливания необходима специальная методика.

На рис. 25 приведены диаграммы сжатия, полученные в [173] для бетонов высоких и низких прочностей. Как видно из графиков, у бетонов высоких прочностей участок падения нагрузки при нарастании деформации заметно меньше, чем у низкопрочных бетонов [171].

В обычных испытаниях призм на сжатие замеры деформаций бетона при соответствующем увеличении нагрузки велись не до разрушения образцов (такое испытание было бы связано с

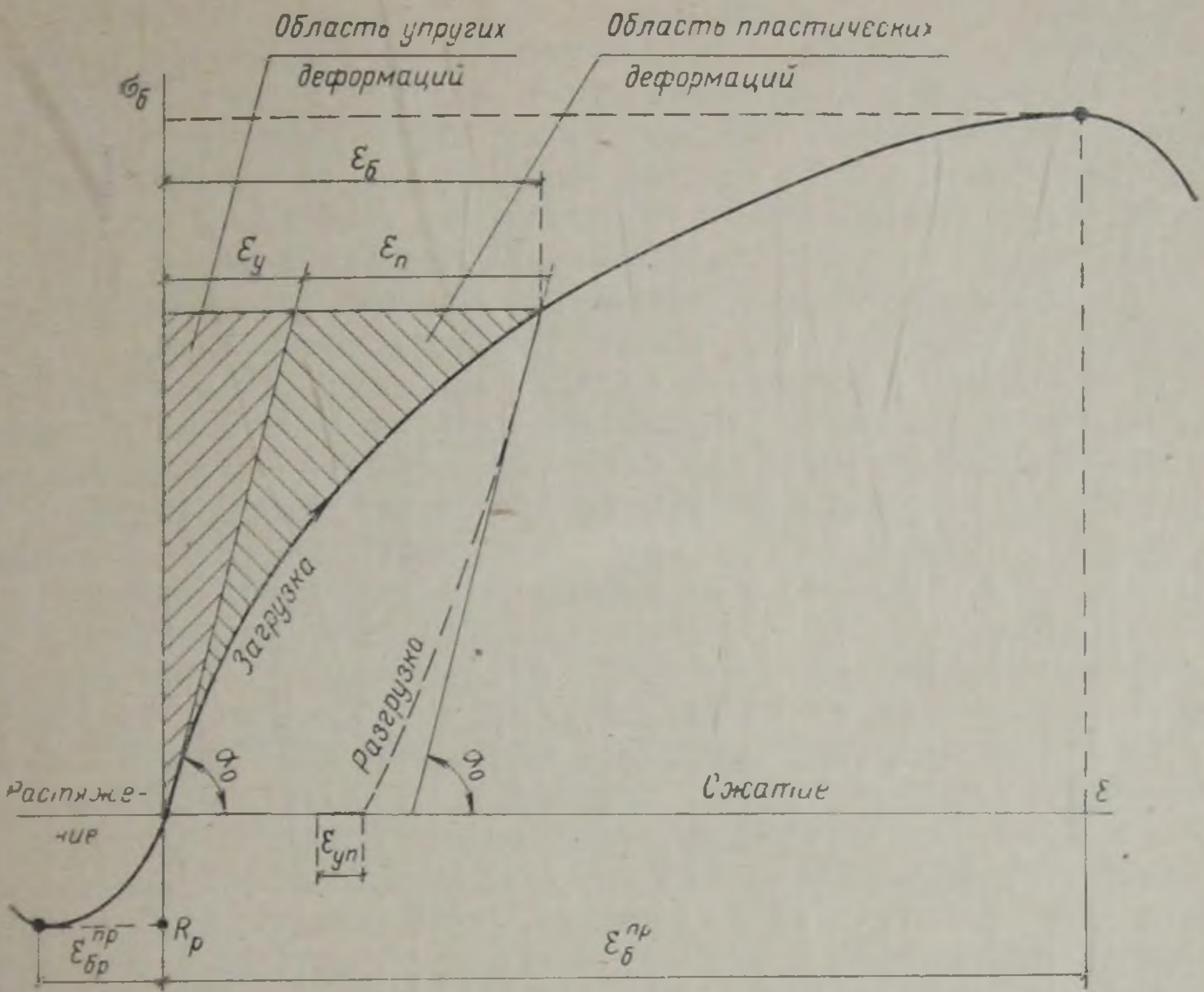


Рис. 25. Диаграмма работы бетона при сжатии

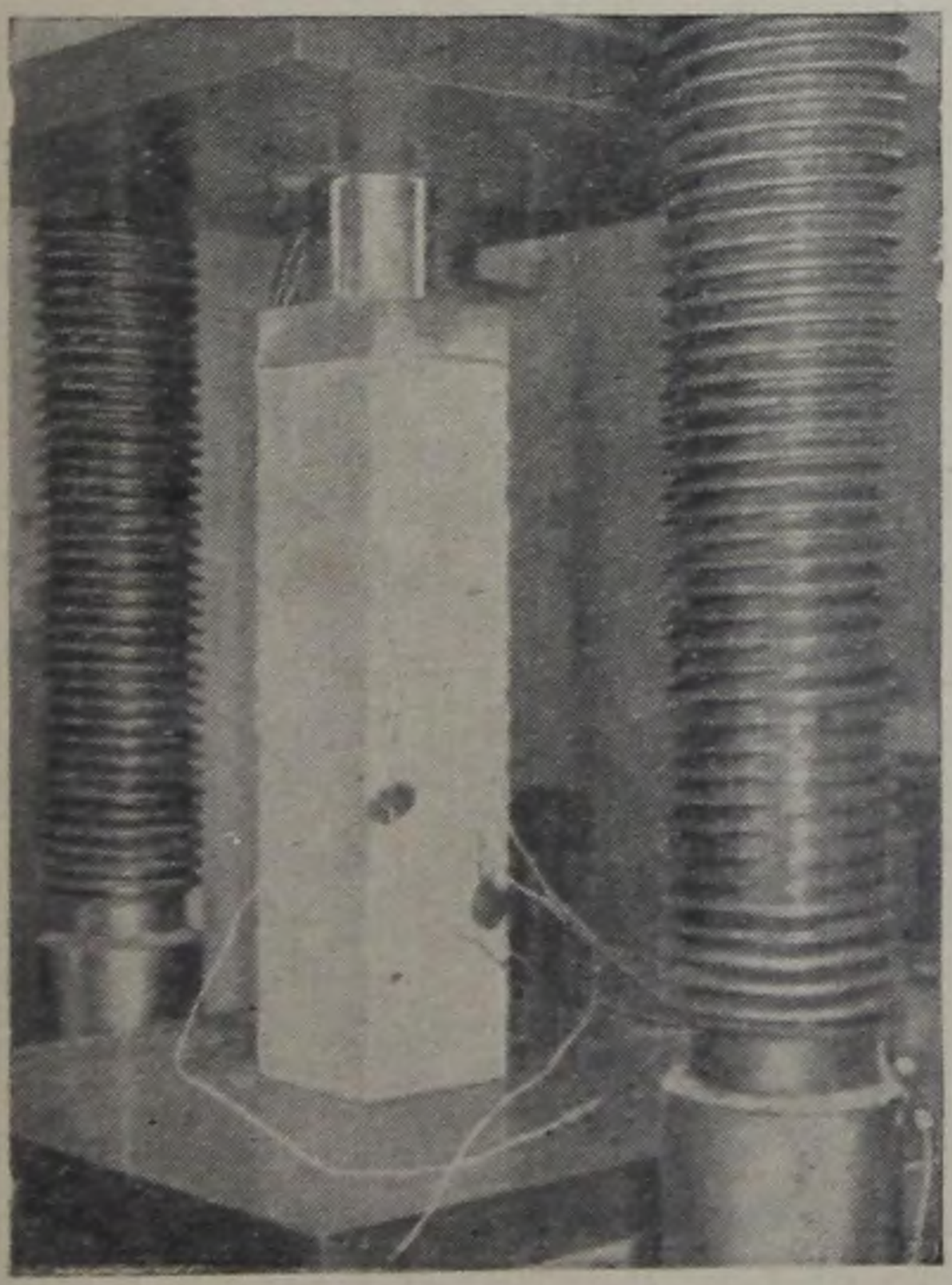


Рис. 26. Испытание призмы с металлическим цилиндром для записи полной кривой работы бетона при сжатии

поломкой приборов-тензометров, индикаторов). В силу этого невозможно было обычным путем получить вид кривой работы бетона в момент разрушения и на близких к нему стадиях. Вместе с тем знание именно этого участка позволит правильно представить работу сжатой зоны бетона при изгибе и внецентренном сжатии, учесть пластические свойства и построить действительную эпюру сжатой зоны бетона при изгибе.

Для определения фактической кривой деформации бетона при сжатии были проведены следующие испытания. Нужно было обеспечить при разрушении образца как замер деформации бетона, так и фиксацию уменьшения силы, причем одновременно с нарастанием деформации бетона. Поэтому призму размером $10\times10\times40$ *см* устанавливали на прессе так, чтобы нагрузка с верхней подушки передавалась на металлический цилиндр $D=66$ *мм* и затем через металлическую плиту толщиной 40 *мм* на образец (рис. 26). На металлический цилиндр приклеивали датчик сопротивления базой 50 *мм*. Датчики сопротивления приклеивались также на бетонную призму. По датчикам сопротивления призма центрировалась по физическому центру с применением автоматического измерителя деформации АИ-1. Им же в процессе нагружения призмы замерялись продольные и поперечные деформации бетона с двух противоположных сторон. Два самостоятельных датчика, приклеенных на бетонную поверхность призмы и металлический цилиндр (вдоль действия нагрузки), подключались к осциллографу типа Н-700. Для тарировки показаний деформаций на осциллографе записывались первые несколько этапов загружения.

Перед разрушением призмы, когда нагрузка на прессе поднималась непрерывно без выдержек (что соответствовало нагрузке, равной $\sim0{,}8\ P_р$), включали осциллограф. Бетонный датчик показывал нарастание деформации бетона до разрушения. Датчик же, приклеенный на металлический цилиндр, вначале записывал нарастание нагрузки, затем ее падение. Одновременно, вплоть до разрушения призмы, велось наблюдение на АИ-1 за одним из продольных датчиков. Сопоставление и обработка полученных данных позволили построить истинную кривую деформации бетона в зависимости от величины нагружения.

На рис. 27 приведены построенные описанным методом некоторые характерные кривые нагрузки — деформации испытанных образцов. Из графика видно, что разные виды легких бетонов разрушаются по-разному. Бетоны менее прочные (аглопоритобетон $R_б=126$ *кгс/см²*; кривая *1* на рис. 27) имеют более четкую кривую пластических деформаций и участок падения силы; более прочные бетоны (литоидпемзобетон $R_б=400$ *кгс/см²*, керамзитобетон $R_б=300$ *кгс/см²*; кривые *2* и *3* на рис. 27) имеют менее четкую кривую, и даже, можно сказать, разрушаются хрупко при почти упругой работе бетона. Такую методику можно применить для проверки степени плас-

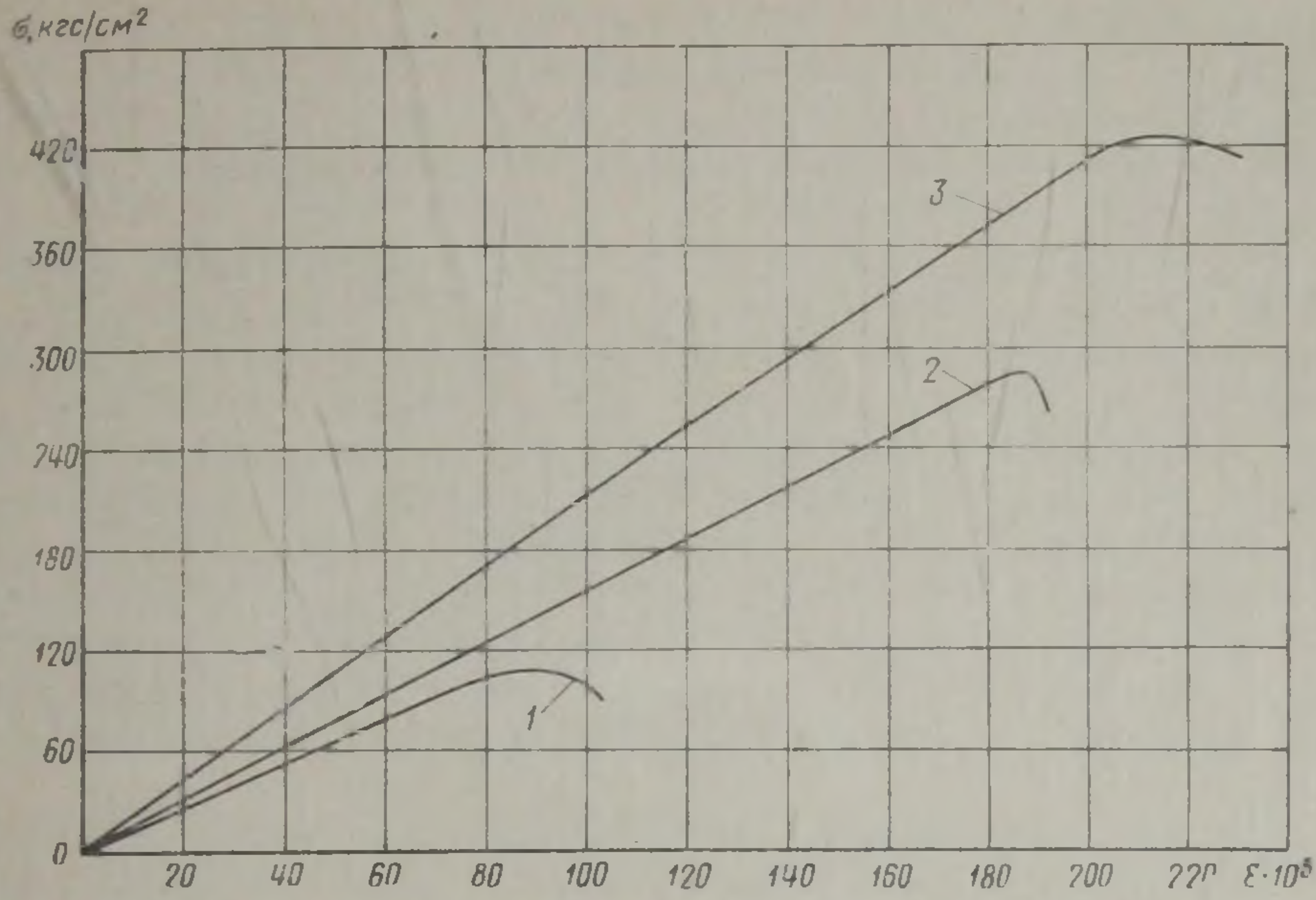


Рис. 27. Замеренные кривые полных деформаций легких бетонов
1 — аглопоритобетон; *2* — керамзитобетон; *3* — литоиднопемзобетон

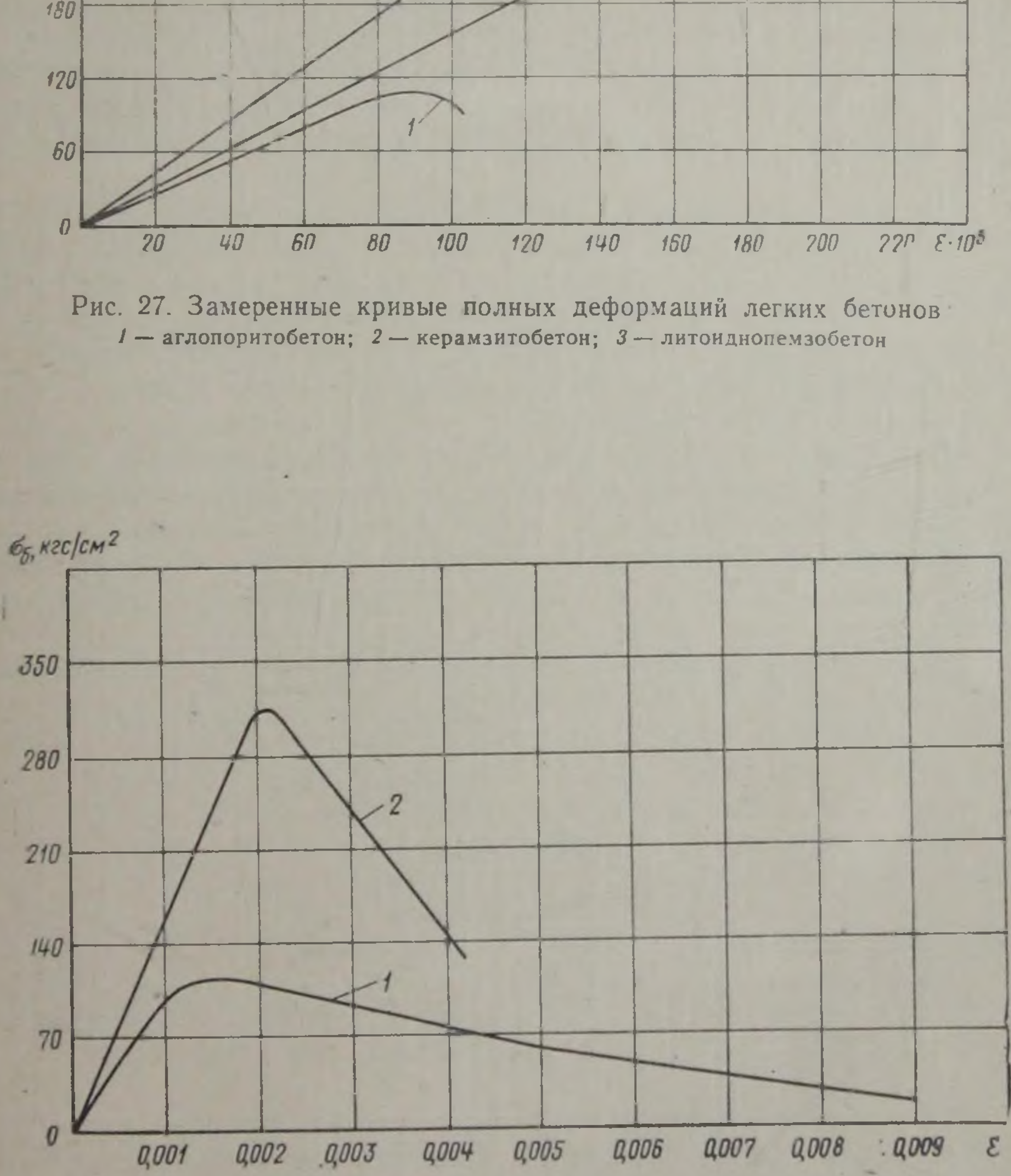


Рис. 28. Кривые работы тяжелого бетона при различных прочностях на сжатие
1 — прочность бетона 100 *кгс/см²*; *2* — то же, 300 *кгс/см²*

тичности бетона, когда его прочность значительно превосходит прочность заполнителя, а это возможно только при очень больших расходах цемента, примерно 550 *кг/м*^{3} и больше. Получаемые бетоны не обладают заметными пластическими свойствами и разрушаются хрупко.

В свете изложенного полная кривая деформации бетонов примет вид, показанный на рис. 28. Из графика видно, что деформация бетона складывается из упругой ее части ε_y и пластической $\varepsilon_п$. Изучение упругих и пластических свойств бетона или коэффициентов упругости $\nu = \varepsilon_y/\varepsilon_б$ и пластичности $\lambda = \varepsilon_п/\varepsilon_б$ важно для оценки деформативности, жесткости, напряженного состояния бетонных и железобетонных конструкций. Все эти величины, а также модуль деформации бетона определяются из испытания бетонных призм. За нормативную величину модуля упругости бетона принимают значение его, подсчитанное при нагрузке, составляющей 20% призменной прочности бетона.

Модули упругости легкого бетона нормированы в СНиП [139] в зависимости от марки бетона и объемной массы заполнителей. Последние варьируются в весьма широких пределах. Однако, как видно из отечественных и зарубежных экспериментальных данных, на заполнителях с различной объемной массой могут быть получены одинаковые прочности бетона с резко отличным модулем упругости.

Как известно, модуль упругости бетона зависит от свойств заполнителя, плотности и прочности бетона. Первые два фактора выявляются достаточно точно в объемной массе бетона. Следовательно, нормирование модуля упругости в зависимости от прочности бетона и его объемной массы вполне оправдано [158].

Был проанализирован экспериментальный материал. Рассмотрены легкие бетоны на заполнителях: пемзе, туфе, перлите (естественном и вспученном), ракушечниках, шлаке, термозите, тедзамите, керамзите, аглопорите и различных их сочетаниях с применением легкого и кварцевого песка. Кроме данных собственных опытов, автор воспользовался экспериментальными данными многих отечественных и зарубежных авторов. Рассмотрены бетоны прочностью 20—600 *кгс/см*^{2} с объемной массой 800—2000 *кг/м*^{3}. Анализ рассмотренных данных показал, что полученный разброс не дает возможности описать их какой-либо зависимостью; скорее всего это полоса с большим отличием минимальных и максимальных значений (в 1,5—2,5 раза).

Учет объемной массы при определении модуля упругости существенно изменяет картину. Зависимость модуля упругости бетона от прочности и объемного веса принята вида

$$E_б = A\gamma\sqrt{R}, \qquad (36)$$

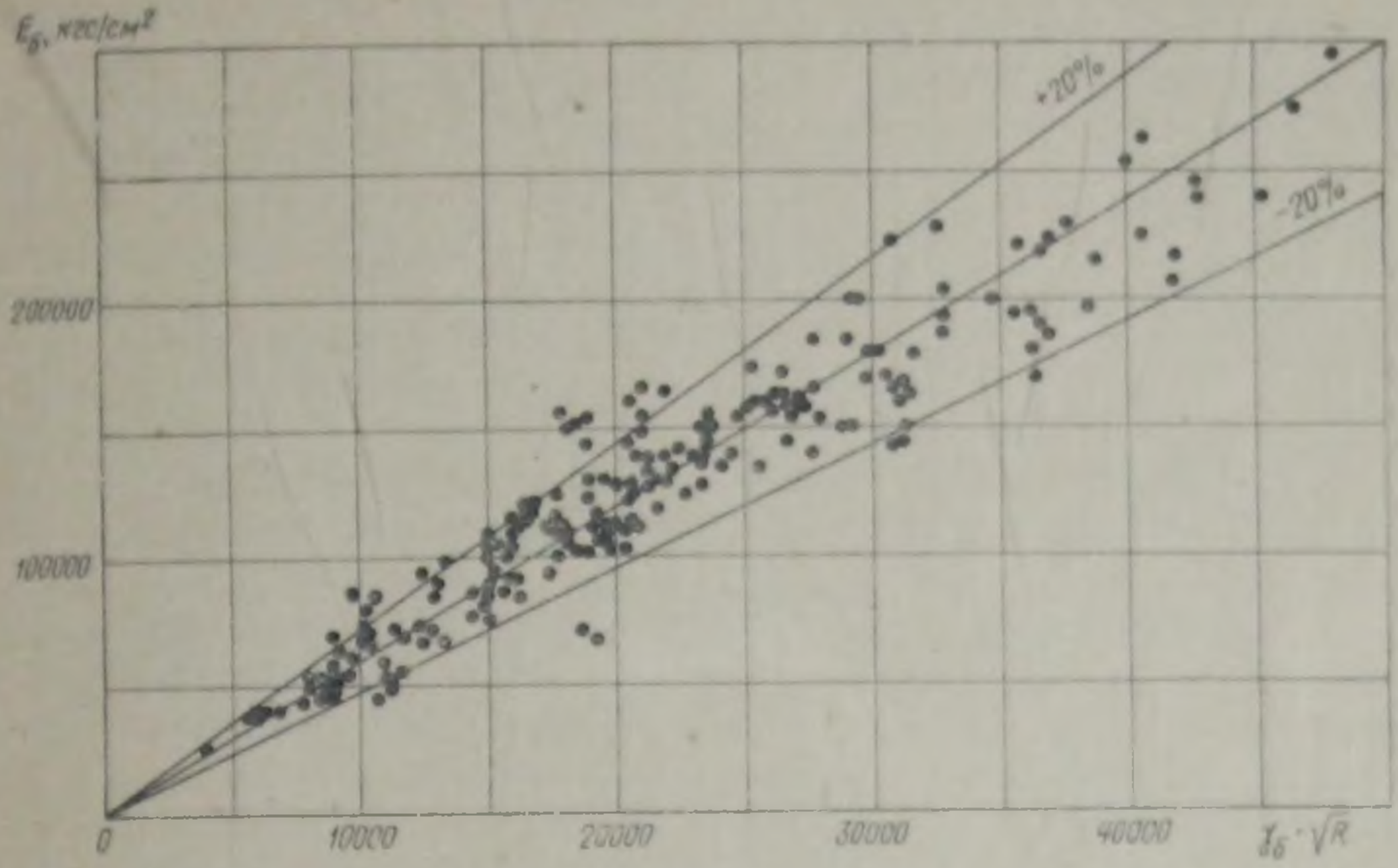


Рис. 29. Зависимость $E_б$ от $\gamma \sqrt{R}$

где γ — объемная масса бетона *кг/м*^{3}; R — кубиковая прочность бетона в *кгс/см*^{2}.

Эта зависимость представлена на рис. 29. На основе математической обработки получена формула

$$E_б = 6\gamma\sqrt{R} \qquad (37)$$

(среднее значение $A_{ср} = 5{,}93$).

Зависимость в пределах ±10% удовлетворяет 65% опытных значений, в пределах ±15% — 80% и в пределах ±20%— 90%. Как видно из приведенных цифр и рис. 29, зависимость (37) хорошо согласуется с экспериментальными данными, разброс находится в допустимых пределах. Формула (37) дает возможность определять модуль упругости легкого бетона, изготовленного из любой разновидности легких заполнителей и их сочетаний. В проекте Норм [140] величину $E_б$ для легких бетонов рекомендуется определять в зависимости от γ и значения $E_б$ для обычного тяжелого бетона той же марки по аналогии с рекомендациями Европейского комитета по бетону:

$$E_{л.б} = \left(\frac{\gamma_{л.б}}{\gamma_{о.б}}\right)^{3/2} E_{об}. \qquad (38)$$

Табличные значения $E_{л.б}$ составлены для $\gamma \leqslant 1$ *т/м*^{3}. Для бетонов с большей объемной массой $E_{л.б}$ вычисляется умножением табличного значения на $\gamma^{\frac{3}{2}}$.

Сопоставление значений $E_б$ по формулам (37) и (38) проведено на графике рис. 30, из которого нетрудно усмотреть, что с увеличением объемной массы бетона разница в значениях по обеим формулам сглаживается. Вместе с тем нужно отметить, что формула (37) получена для всех имеющихся опытных значений $E_б$ как средняя. Для низкопрочных бетонов при малых γ получается существенное расхождение $\sim 35\%$ в меньшую сторону. Конструктивные легкие бетоны марок 150 и выше могут иметь $\gamma = 1{,}4$ $т/м^3$, и разница в этом случае по отношению к средним величинам составит $\sim 15\%$.

Правда, вычисленные по формуле (38) значения $E_б$ меньше, чем опытные, и обеспечивают некоторый запас жесткости.

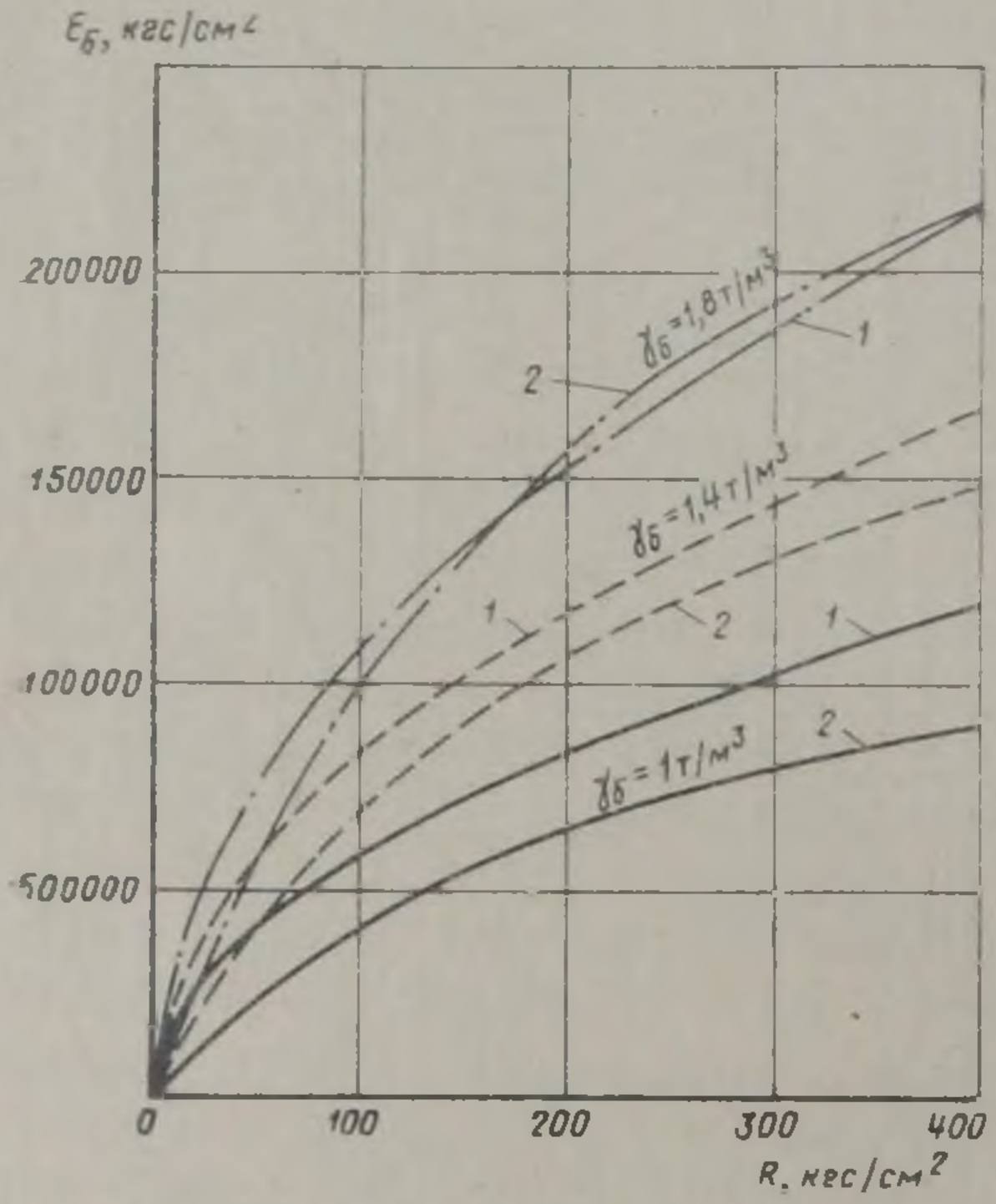


Рис. 30. Сопоставление $E_б$, подсчитанного по формулам (37) и (38)
1 — по формуле (37); *2* — по формуле (38)

Учитывая, что формула (38) не обеспечивает получения средних опытных значений $E_б$, на всем диапазоне изменения R и γ рекомендуется $E_б$ определять по формуле (37).

Определение модуля упругости по двум параметрам позволит улучшить систему контроля качества изделий на заводах железобетонных конструкций. Зависимость (37) даст возможность путем испытания кубов на сжатие и определения их объемного веса точнее учесть модуль упругости при расчете жесткости. Вместе с тем такой двойной контроль поможет существенно поднять качество конструкций и быть более уверенным в обеспеченной жесткости. Кроме того, в данном случае возможна взаимозаменяемость различных легких заполнителей не только по обеспеченной прочности, но и жесткости конструкций. Одновременно путем соответствующего подбора состава бетона можно получить бетоны с заданной прочностью и заданным модулем упругости.

Для решения некоторых практических задач, как, например, определение напряжения из известной деформации и модуля упругости (часто встречается при экспериментальном исследовании железобетонных конструкций), а также при расчете железобетонных конструкций приходится пользоваться модулем упруго-пластичности бетона $E'_б$.

Зная закон изменения значения коэффициента упругости, в зависимости от действующего напряжения, можно было бы легко определить модуль упруго-пластичности при любом интересующем нас напряженном состоянии. Значение коэффициента упругости ν для исследуемого бетона определяется из испытания бетонных призм как отношение упругих деформаций к полным. Как показали экспериментальные данные, ν значительно меняется не только для разных видов легкого бетона, но и для бетонов, изготовленных на одних и тех же заполнителях.

На рис. 31 приведены опытные значения ν для трех отношений $\sigma_б/R_{пр}=0{,}2$; 0,5 и 0,8, полученные как в наших исследованиях, так и по данным М. А. Якубовича, Р. Р. Саркисян, Ю. Д. Нациевского как средние из испытания трех призм-близнецов. Методами математической статистики оценена надежность выбранных данных в генеральной совокупности данных. Получено, что при $\sigma_б/R_{пр}=0{,}2$ с надежностью 0,999 можно утверждать, что значения коэффициента упругости ν, определенные по опытам с точностью 0,03, находятся в интервале 0,92—0,98. При $\sigma_б/R_{пр}=0{,}5$ с надежностью 0,998 ν в интервале 0,82—0,88 и при $\sigma_б/R_{пр}=0{,}8$ с надежностью 0.983 ν в интервале 0,74—0,8. Следовательно, применяемые данные высоконадежны и по ним может быть получена эмпирическая зависимость. Обработка указанных данных показала, что величина ν подчиняется линейному закону и может быть описана уравнением

$$\nu = 1 - 0{,}3\,\frac{\sigma_б}{R_{пр}}. \qquad (39)$$

Также методами математической статистики была проверена надежность написанной формулы. При точности $p=5\%$ получается 100%-ная надежность формулы. Среднеквадратичное отклонение опытных величин составило $\sigma=\pm 0{,}0875$.

Несмотря на высокую надежность как опытных данных, так и полученной эмпирической формулы, из рис. 31 нетрудно усмотреть некоторый разброс результатов. Учитывая, что на ν должна заметно сказаться как плотность легкого бетона, так и объемный вес заполнителей, расход цемента и др., здесь так же, как и в других случаях, была сделана попытка в качестве еще одного параметра ввести объемный вес бетона. Это проведено только для опытных данных автора и показано на рис. 32. Полученная линия по центрам тяжести средневзвешенных величин каждой из совокупности приведенных данных с некоторым округлением удовлетворяет уравнению

$$\nu = \gamma_б\left(0{,}55 - 0{,}17\,\frac{\sigma_б}{R_{пр}}\right), \qquad (40)$$

где $\gamma_б$ — объемный вес бетона в $т/м^3$.

Как показало сопоставление опытных данных с результатами, полученными по формуле (40), она при точности 5% имеет

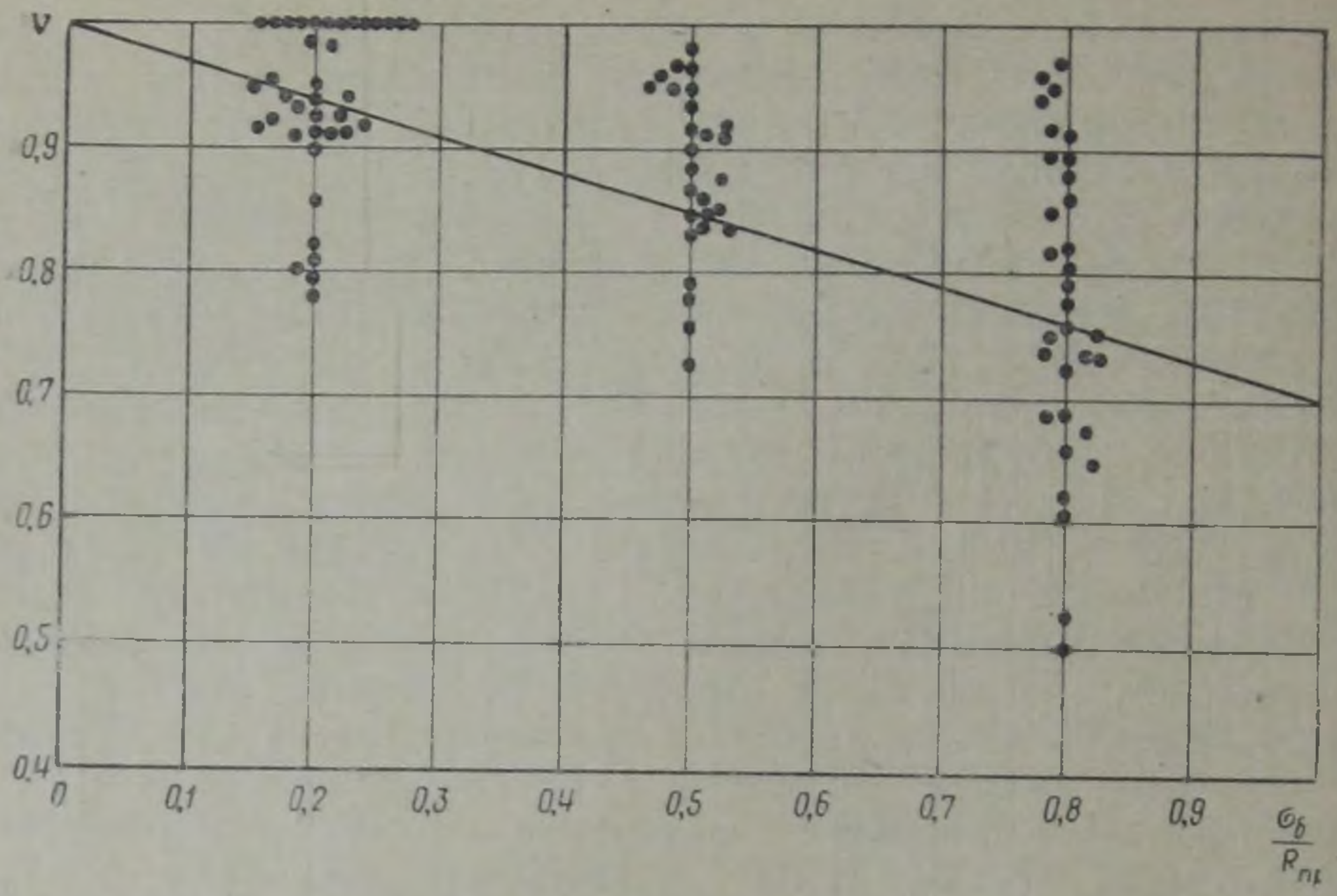


Рис. 31. Зависимость коэффициента упругости бетона ν от относительной величины напряжения при сжатии

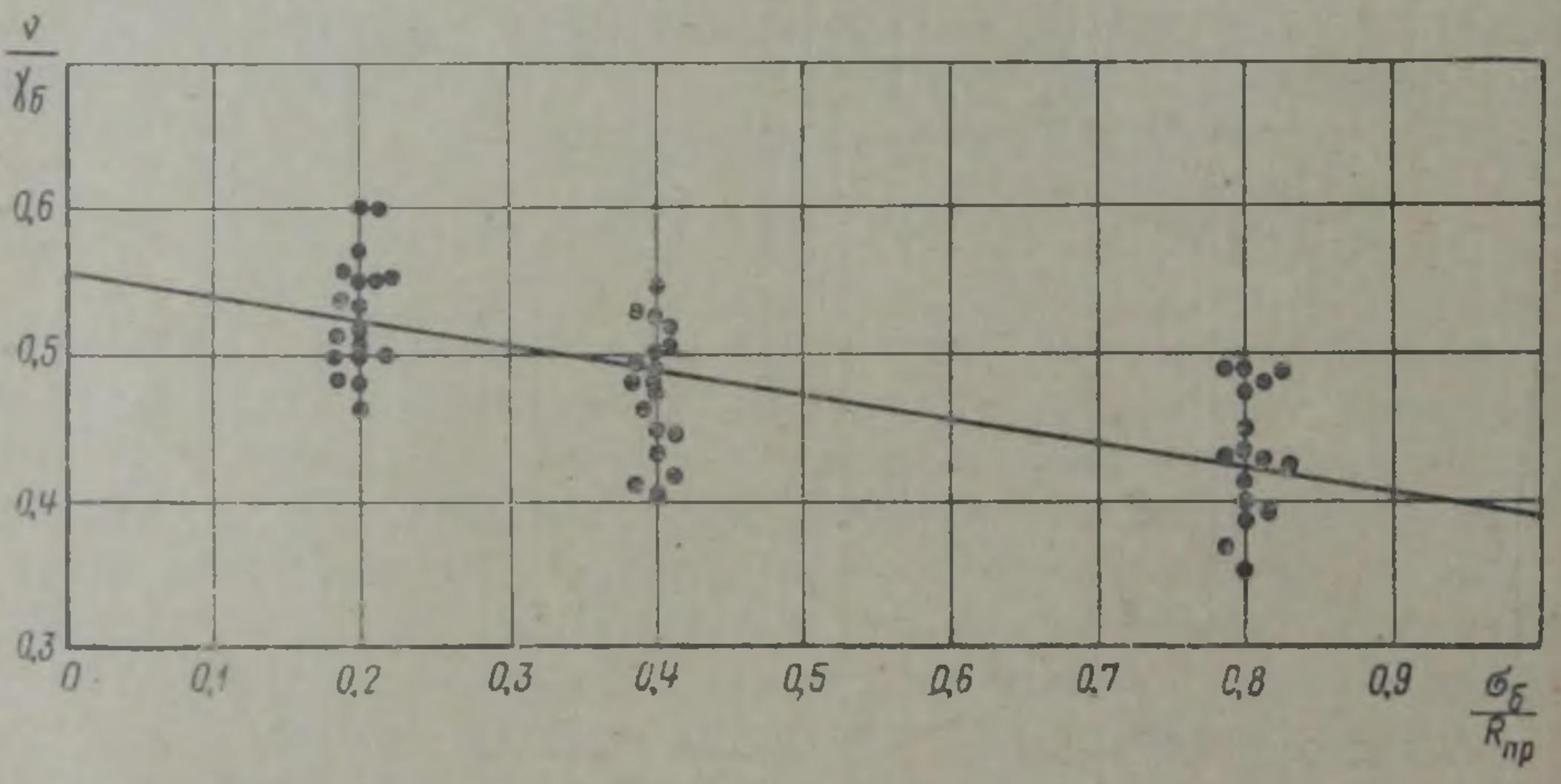


Рис. 32. Зависимость $\nu/\gamma_б$ от $\sigma_б/R_{пр}$

надежность $P_в = 0{,}994$. Кроме высокой точности, как усматривается из рис. 31 и 32, в последнем случае получается сближение результатов.

2. Предельная сжимаемость легких бетонов

Одно из основных условий нормальной работы железобетонных конструкций — совместность деформаций бетона и арматуры. Как известно, сталь в железобетонных конструкциях вплоть до предела текучести работает упруго и величина воспринимае-

мой ею нагрузки зависит от предельной сжимаемости бетона. При применении сталей класса А-I и А-II вопрос о использовании ее в сжатых железобетонных конструкциях не стоял: при предельной сжимаемости тяжелого бетона, принятой в СНиП $180 \cdot 10^{-5}$, напряжения в стали составляли примерно 3600 *кгс/см*^{2}, что выше принятого предела текучести для указанных классов арматуры. В настоящее время метизной промышленностью освоены и выпускаются стали с более высокими показателями предела текучести арматуры, поэтому определение предельной сжимаемости легких бетонов может значительно расширить границы принимаемых напряжений в арматуре сжатых зон.

Известно, что легкие бетоны обладают большей деформативностью, чем тяжелые, и можно было предполагать, что в легких бетонах в сжатых зонах арматура высоких прочностей будет использована более эффективно по сравнению с тяжелыми бетонами.

На рис. 33 приведены экспериментально полученные значения предельных сжимаемостей $\varepsilon^{сж}_{пред}$ в зависимости от прочности бетона для различных видов легких бетонов как по данным автора, так и по работам других исследователей. Там же приведены значения $\varepsilon^{сж}_{пред}$, полученные из испытания железобетонных балок и колонн. Замер значений $\varepsilon^{сж}_{пред}$ производился при помощи датчиков сопротивления с наблюдением за его работой по прибору вплоть до разрушения. Обработав в отдельности $\varepsilon^{сж}_{пред}$ для бетонов и железобетона, мы выяснили, что железобетонные элементы обладают большей сжимаемостью, чем чисто бетонные, но вид зависимости у них один и тот же. На рис. 33 пунктирными линиями показаны средние значения $\varepsilon^{сж}_{пред}$, полученные как средневзвешенные всех значений с интервалом прочности 50 *кгс/см*^{2}. В эти пунктирные линии вписаны рекомендуемые расчетные кривые, которые выражаются зависимостями:

для легкого бетона

$$\varepsilon^{сж}_{пред} = 35{,}5 \sqrt[3]{R} \cdot 10^{-5}; \qquad (41)$$

для легкого железобетона

$$\varepsilon^{сж}_{пред} = 50{,}7 \sqrt[3]{R} \cdot 10^{-5}. \qquad (42)$$

Предельная сжимаемость увеличивается в зависимости от роста прочности бетона.

Расчетная величина сопротивления арматуры, работающей на сжатие, и предварительно напряженной арматуры сжатой зоны балок при расчете центрально и внецентренно сжатых, а также изгибаемых элементов должна определяться для проектируемой марки бетона путем умножения модуля упругости стали на $\varepsilon_{пред}$, полученную по формуле (42), но не превышать предела ее текучести.

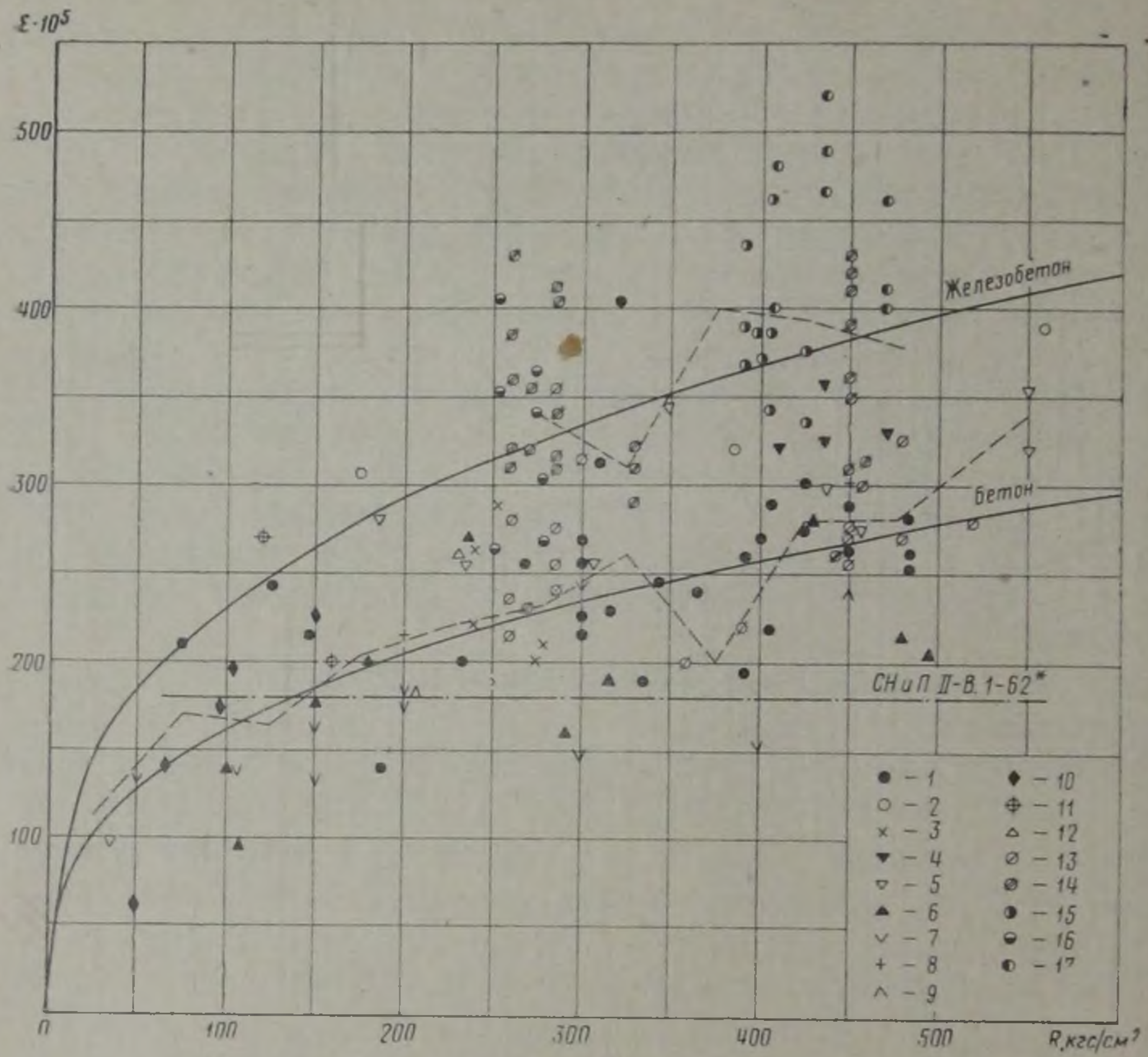


Рис. 33. Предельная сжимаемость легкого бетона и железобетона в зависимости от прочности на сжатие

1 — литоиднопемзобетон; *2* — туфобетон; *3* — керамзитобетон; *4* — аглопоритобетон; *5* — тедзамитобетон; *6* — керамзитобетон [24]; *7* — керамзитобетон [22]; *8* — литоиднопемзобетон [106]; *9* — перлитобетон [106]; *10* — бетон на ахалкалакском пепле [100]; *11* — туфобетон [163]; *12* — алевролитобетон [136]; *13* — литоиднопемзобетон [25]; *14* — литоиднопемзожелезобетон [25]; *15* — литоиднопемзожелезобетон (балки); *16* — керамзитожелезобетон (балки); *17* — аглопоритожелезобетон (балки)

3. Предельная растяжимость легкого бетона

При расчете трещиностойкости железобетонных элементов большое значение имеют способность бетона деформироваться при растяжении, а также его упруго-пластические свойства. Определение предельной растяжимости бетонов производится обычно или при центральном растяжении, или при изгибе. Трудность эксперимента в том, чтобы уловить по прибору деформацию в месте разрыва бетона. Даже цепочка приборов, установленная по всей длине растяжения, не дает возможности заранее предугадать место разрыва. В силу этого из многих испытаний на осевое растяжение и изгиб только в очень ограниченном количестве случаев удалось определить предельную растяжимость $\varepsilon_{пред}^{раст}$. Мы определяли ее на бетонных восьмерках при ис-

пытании их на осевое растяжение и на балочках при испытании их на изгиб. Деформации во всех случаях определялись при помощи датчиков сопротивления с включением прибора и наблюдением за деформацией одного из них вплоть до разрушения.

В табл. 16 приведены опытные значения, полученные на различных видах легкого бетона при испытании их на осевое растяжение с ослабленным сечением, чтобы иметь возможность замерить предельную растяжимость. Она получилась равной в зависимости от вида бетона и его прочности в пределах (27—58) 10^{-5}.

Таблица 16

Вид заполнителя	Прочность на сжатие R, *кгс/см²*	Прочность на растяжение $R_р$, *кгс/см²*	$\varepsilon^{раст}_{пред} \cdot 10^5$	$\frac{\varepsilon_{пред} \cdot 10^5}{R_р}$
Литоидная пемза	118	7,37	31	4,2
	153	8,43	40	4,75
	207	10,58	42	3,98
Анийская пемза	143	8,16	48	5,88
	144	7,9	58	7,35
Артикский туф	79	5,85	30	5,13
	159	7,58	35	4,62
Аглопорит	71	3,21	27	8,42
	174	9,47	34	3,59
	285	13,6	42	3,09

Таблица 17

Вид бетона	R, *кгс/см²*	$R_р$, *кгс/см²*	Предельная растяжимость $\varepsilon \cdot 10^5$		$\frac{\varepsilon^{ос}_{пред} \cdot 10^5}{R_р}$
			осевая	при изгибе	
Литоиднопемзовый	125	8,6	39	—	4,53
	175	9,7	36	69	3,71
Туфобетон	386	18,4	38	117	2,06
	577	14,3	—	104	—
Тяжелый бетон	241	14	27	91	1,93
	582	28	13	85	0,47
	852	28,8	10	99	0,35

Из табл. 16 нетрудно заметить, что чем выше прочность бетона, тем больше его предельная растяжимость. В табл. 17 приведены опытные значения растяжимостей, полученные при испытании бетонных восьмерок как на осевое растяжение, так и на изгиб для бетонов с одного замеса. Здесь показаны только предельные растяжимости, замеренные непосредственно в месте разрыва. Данные табл. 17 показывают, что полученные при определении $\varepsilon_{пред}^{раст}$ при изгибе датчиками сопротивления цифры не точны. Видимо, перед разрушением образуется трещина, и уже дальше на растяжение работает бумага, на которой изготовлен датчик. Этим можно объяснить примерно одинаковые величины $\varepsilon_{пред}^{раст}$, полученные для легкого и обычного бетонов.

В случае осевого растяжения появление трещины и разрушение образца происходит одновременно. Эпюра напряженного состояния однозначна. Здесь уже заметна большая предельная растяжимость легких бетонов. По нашим экспериментам, она получилась для легкого бетона равной в среднем $38 \cdot 10^{-5}$, а для тяжелого — $18 \cdot 10^{-5}$, т. е. примерно в 2 раза меньше.

Проф. М. З. Симонов [131] на основании испытания керамзитобетонных образцов и образцов из тяжелого бетона пришел к выводу, что средняя предельная растяжимость керамзитобетона вдвое превышает ту же величину для обычного бетона. Приведенные же численные значения предельных растяжимостей нельзя считать предельными, так как они замерялись до напряжения $0{,}9R_{разр}$, т. е. без учета сильно развивающихся при больших нагрузках пластических деформаций.

Проф Г. Д. Цискрели [155] для артиктуфобетона прочностью 45—100 *кгс/см*^{2} приводит значения предельной растяжимости $16 \div 30 \cdot 10^{-5}$. Эти значения также, видимо, замерены не при разрыве образцов.

Проф. М. З. Симонов [130] для пемзобетона получил предельную растяжимость $(30—50)10^{-5}$. Это значение предельное — оно получено на бетонных образцах, пронизанных четырьмя симметрично расположенными по сечению стержнями, посредством которых и сообщалось бетону растягивающее усилие.

Анализируя приведенные численные значения $\varepsilon_{пред}^{раст}$ и учитывая соображения недостаточной точности определения предельной растяжимости датчиками при испытании образцов на изгиб, можно заключить, что предельная растяжимость легких бетонов значительно выше, чем тяжелых, — она порядка $(30—40)\ 10^{-5}$. Легкие бетоны, помимо большой растяжимости, обладают повышенными пластическими свойствами, особенно при разрушении; эти свойства играют роль при трещинообразовании железобетонных элементов, в частности для момента, воспринимаемого бетонным сечением $M_{бт}$. Определение $M_{бт}$

связано с упруго-пластическим моментом сопротивления $W_т$, который для легкого бетона определяется по формулам (19) и (21).

Приведенные для определения коэффициента k исследования [109] показали, что его значения не совпадают с принятыми для тяжелого бетона. Изменение коэффициента k в зависимости от прочности бетона показано на рис. 17.

О повышенных пластических свойствах легкого бетона также говорит полученное нами из испытания железобетонных балок на изгиб более низкое значение коэффициента упругости легкого бетона на растяжение $\nu_р$ [119]. О его влиянии более подробно будет указано в главе, посвященной трещиностойкости легкожелезобетонных элементов.

4. Коэффициент линейного расширения

Значение коэффициента линейного расширения α_t для тяжелого бетона, по данным различных исследователей, находится в пределах (8—11) 10^{-6} *град*$^{-1}$. Как показывают опыты, изменение $В/Ц$, возраста бетона и температуры хранения мало влияет на величину α_t. В СНиП для тяжелого бетона принята средняя величина, полученная в опытах различных исследователей, т. е. $10 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$. Если учесть, что α_t для стали в пределах изменения температуры от 0 до 100°С равен $12 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$, то совместность линейных температурных деформаций стали и тяжелого бетона можно считать обеспеченной.

Для легкого бетона опытные данные имеют довольно широкий диапазон изменения. Для керамзитобетона М. Г. Масленникова [86] получила, что наибольшее расширение наблюдается в интервале температур 550—650°С, и при этом $\alpha_t = (6 \div 9) \times \times 10^{-6}$ *град*$^{-1}$. После превышения этой температуры происходит огневая усадка, ввиду чего значение α_t начинает уменьшаться при температуре до 100°С: $\alpha_t \approx 5 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$. М. З. Симонов [131], исходя из опытов А. Ф. Оттена с бетонами на анийской пемзе и артикском туфе, рекомендует принимать $\alpha_t = (10 \div \div 14) 10^{-6}$ *град*$^{-1}$.

По данным Л. А. Осипова [98], при температуре нагрева до 50°С для керамзитобетона $\alpha_t = 8{,}6 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$, а для тяжелого бетона $\alpha_t = 9{,}2 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$. С. Р. Медведев [87] для керамзитобетона получил $\alpha_t = 8{,}6 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$. Для бетонов на ракушечниках различных карьеров значения α_t получены равным (3,8 ÷ ÷ 6,7) 10^{-6} *град*$^{-1}$ [170].

Приведенные в [34, 35] значения α_t отдельно для заполнителей и для растворной части настораживают, поскольку возможно появление трещин между заполнителем и растворной частью в силу различных линейных деформаций при увеличении или уменьшении температуры. Так, если для вспученного перлита $\alpha_t \approx 5{,}5 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$, то для цементного раствора на вспученном перлите $\alpha_t = 8 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$. Разность значений α_t растворной

части и заполнителя для аглопоритобетона получилась равной $4{,}8 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$, для керамзитобетона — $2{,}5 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$. Авторы работ [34, 35] отмечают, что указанную разность можно регулировать, подбирая соответствующим образом крупный заполнитель и пористый песок.

А. А. Кудрявцев [74] для различных видов легкого бетона приводит значения α_t как из своих опытов, так и по опытам Прейса и Кордона. В табл. 18 приведены также данные Н. А. Семенцова [129] для пеносиликата.

Таблица 18

№ п/п	Вид бетона	$\gamma_б$, кг/м³	R, кгс/см²	$\alpha_t \cdot 10^{-5}$
1	Керамзитобетон на кварцевом песке	1540	242	11,4
2	Керамзитобетон на керамзитовом песке	1120	163	6,9
3	То же	1020	130	5,5
4	Термозитобетон на кварцевом песке	1820	168	9,5
5	Термозитобетон на термозитовом песке	1610	100	9,2
6	Перлитобетон на перлитовом песке	1100	125	6,8
7	Аглопоритобетон на аглопоритовом песке	—	185	5,5
8	Золобетон	1500	110	4,5
		1750	115	9,1
9	Бетон на гранитном щебне	2320	570	10,4
	Данные Прейса и Кордона			
10	Керамзитобетон	—	140—250	8,8—9,5
11	Бетон на шлаковой пемзе (термозите)	—	140—250	9,5
12	Бетон на вулканическом шлаке	—	53—150	7,8
13	Перлитобетон	—	До 68	9,5
14	Вермикулитобетон	—	» 19	14,1
15	Бетон на диатомите	—	» 28	11,3
	Данные Н. А. Семенцова			
16	Пеносиликат	1050	—	11,6

На основании рассмотрения данных [74] Г. А. Бужевич и Н. А. Корнев [22] рекомендуют для керамзитобетона α_t принимать равным (5—10) 10^{-6} *град*$^{-1}$.

В докладе комиссии ФИП по предварительно напряженному легкому бетону [172] указывается, что для бетона только с легким заполнителем $\alpha_t = 8 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$ и что этот коэффициент составляет лишь 85% обычного бетона, несмотря на это, не наблюдается осложнений в его работе как с арматурой, так и в составных конструкциях из легкого бетона с обычным бетоном.

Для широкс применяемых в настоящее время в Армянской ССР бетонов на легких естественных заполнителях, таких, как

кармрашенский шлак, туфы ереванского типа, литоидная пемза, определение α_t не проводилось. С целью восполнить этот пробел были проведены описываемые ниже исследования [2]; α_t определялся на высушенных образцах и на образцах естественно-влажностного хранения. Для замера деформаций были применены датчики сопротивления с базой 100 *мм*, приклеиваемые на бетонные призмы (размеры 5×5×15 *см*) с двух противоположных сторон. Так как удельное сопротивление константана, из которого изготовлены датчики, меняется в зависимости от температуры окружающей среды, определение коэффициента α_t прямым измерением не представляется возможным. Поэтому вместе с бетонными образцами в сушильный шкаф помещались образцы-эталоны из чистой меди, коэффициент α_t для которой почти постоянен и находится в пределах (16,2—16,6) 10^{-6} *град*$^{-1}$. Коэффициент α_t бетонных образцов определяли по разности показателей датчиков на медных и бетонных образцах с учетом коэффициента α_t меди $16{,}4 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$, принятого за эталон.

Замеры деформации производились прибором АИ-1. Отсчеты по приборам брались при температурах в сушильном шкафу 20, 45 и 75°С. Температура помещения поддерживалась постоянной (20°С). Судя по показаниям датчиков, усадки высушенных образцов в процессе нагревания не было. При определении α_t у образцов нормальновлажностного хранения величина усадки бетона учитывалась.

Таблица 19

Вид бетона	Прочность бетона в *кгс/см*²		Коэффициент линейного расширения $1 \cdot 10^{-6}$ *град*$^{-1}$	
	кубики 10×10×10 *см*	призмы 5×5×15 *см*	высушенных образцов	образцов нормально-влажностного хранения
Кармрашенский шлак	112	80	5,3	—
Туф ереванского типа	110	78	5,8	5,8
То же	230	198	7	7,7
Литоидная пемза	91	81	5	6,7
То же	298	224	6,4	8,8
Тяжелый бетон	438	240	7,8	7,9

В табл. 19 приведены полученные значения коэффициентов линейного расширения. Приведенные в таблице значения призменной прочности получены из испытания образцов, на которых определялся коэффициент α_t.

Как видно из табл. 19, значения α_t для высушенных образцов меньше, чем для образцов нормально влажностного хранения. Коэффициент α_t зависит от вида заполнителя. С увеличением расхода цемента в бетоне, а следовательно, и прочности бетона при одном и том же заполнителе он увеличивается.

Как видно из совместного рассмотрения табл. 18 и 19, а также приведенных выше литературных данных, коэффициент α_t для легких бетонов меняется в зависимости от вида заполнителя, расхода цемента и др. в широких пределах (5—9) 10^{-6} *град*$^{-1}$. Чем выше объемный вес или прочность легкого бетона, тем значения α_t выше и приближаются к значениям α_t для сталей. Вместе с тем, как уже отмечалось в [172] и как показывает отечественная практика возведения конструкций из легкого железобетона, несмотря на большую разницу между α_t для легких бетонов и сталей, осложнений в их совместной работе нигде не встречается, а в конструктивных легких бетонах высоких прочностей не возникает даже опасений такого рода. Мы полагаем, что при температурном расчете (например, температурные швы и др.) нужно принимать минимальное или максимальное значение α_t таким образом, чтобы иметь наибольший обеспеченный запас.

5. Работа легкого бетона при динамическом воздействии нагрузки

Среди районов, в которых получил распространение легкий бетон, есть места, подверженные землетрясениям: например Закавказье, где сейсмичность некоторых крупных участков оценивается 9 баллами. В таких случаях конструкции могут испытывать как однократное, так и повторное динамическое воздействие. Кроме того, однократное динамическое нагружение может получаться при взрыве, ударе и других видах нагружения, протекающих в очень короткие промежутки времени. Понятно, что для правильного расчета конструкций на такие виды воздействия нагрузки необходимо изучить прочностные и деформативные свойства применяемых материалов. Влияние скорости нагружения на прочностные и деформативные свойства тяжелого бетона изучалось неоднократно [13, 16, 122, 176, 183]. Указывалось, что с увеличением скорости нагружения увеличивается прочность и упругость бетона. Данные о предельных деформациях иногда разноречивы. Так, в [16] указано, что с увеличением скорости нагружения предельные деформации сжатия увеличиваются; в [13, 176] сделан вывод, что они не зависят от скорости нагружения и остаются теми же, что и при статическом испытании. Если работ об этом по тяжелому бетону немного, то по легкому бетону их и того меньше [43, 64, 114]. На основании анализа схемы разрушения бетона при динамическом нагружении и причин, их обусловливающих, высказывается предположение [13], что в легких бетонах следует ожидать более заметного влияния скорости нагружения по сравнению с тяжелыми. Это связано с повышенной деформативностью и ползучестью, более поздним образованием микротрещин и т. п.

Наше исследование проводилось на двух видах легких бетонов: литоидпопемзовом и тедзамитовом. Свойства заполнителей и принятые составы бетона сведены в табл. 20.

Таблица 20

Вид бетона	Заполнители					Активность цемента R, *кгс/см²*	Состав бетона в *кг/м³*			
	$\gamma_п$	$\gamma_щ$	$R_{цил}$	Водопоглощение			*Ц*	*П*	*Щ*	*В*
	кг/м³			песка	щебня					
Литоидпопемзовый	900	810	56	2,1	6,9	382	332	448	782	253
Тедзамитовый . .	700	760	50	21,3	21,6	382	349	368	622	436

Песок принимался фракций 0—5 *мм*, щебень — 5—20 *мм*; цемент шлакопортландский, Руставского завода. Все образцы одного вида бетона изготовлялись из одного замеса. Образцы представляли собой кубики с размером сторон 10 *см* и призмы 10×10×40 *см*. Набор прочности бетона осуществлялся во влажных опилках. Испытание производилось на установке ПДУ-50, позволяющей получить минимальное время нагружения 0,02—0,03 *сек*. Было принято три времени нагружения: статическое 3 *мин*, близкое к сейсмическому 0,2 *сек*, максимально возможное на установке 0,02—0,03 *сек*. На каждый вид нагружения испытывалось минимум по три образца кубиков и призм каждого вида бетона.

Время нагружения определяли по записи на осциллографе меток времени, и в зависимости от скорости загружения вращение бумаги изменялось от 2,5 до 1000 *мм/сек*, а цена деления меток времени менялась от 2 до 0,002 *сек*. Нагрузка и деформация бетона (продольные и поперечные) записывались также на осциллографе датчиками сопротивления, приклеенными на металлический стакан (для измерения нагрузки) и на бетон. Металлический стакан предварительно тарировался динамометром.

Полученная одна из осциллографических записей испытания призм (цена деления меток времени 0,002 *сек*) приведена на рис. 34.

Результаты испытания сведены в табл. 21 и показаны на рис. 35. С увеличением скорости нагружения прочность бетона росла, причем рост прочности для кубиков получился несколько бо́льшим, чем для призм; поэтому, как видно из рис. 35, рекомендуемую кривую роста прочности лучше провести по призмам. Полученная кривая аппроксимируется уравнением

$$R_{дин} = R_{ст}\left[1 + 0{,}006\left(e^{1{,}03 \lg V} - 1\right)\right], \qquad (43)$$

где $R_{дин}$ — динамическая прочность бетона в *кгс/см²*;

$R_{ст}$ — статическая прочность бетона (в нашем случае при $V = 1{,}5$ *кгс/см²·сек*) в *кгс/см²*;

V — скорость нагружения в *кгс/см²·сек*.

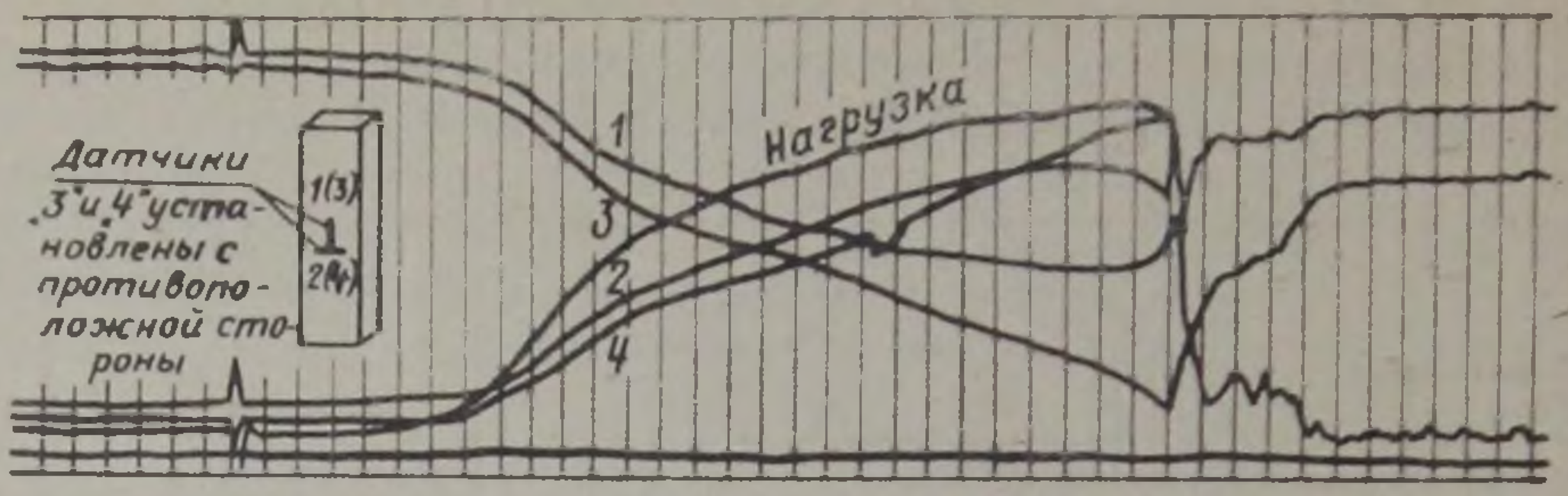


Рис. 34. Осцилограмма испытания призмы при динамическом воздействии нагрузки

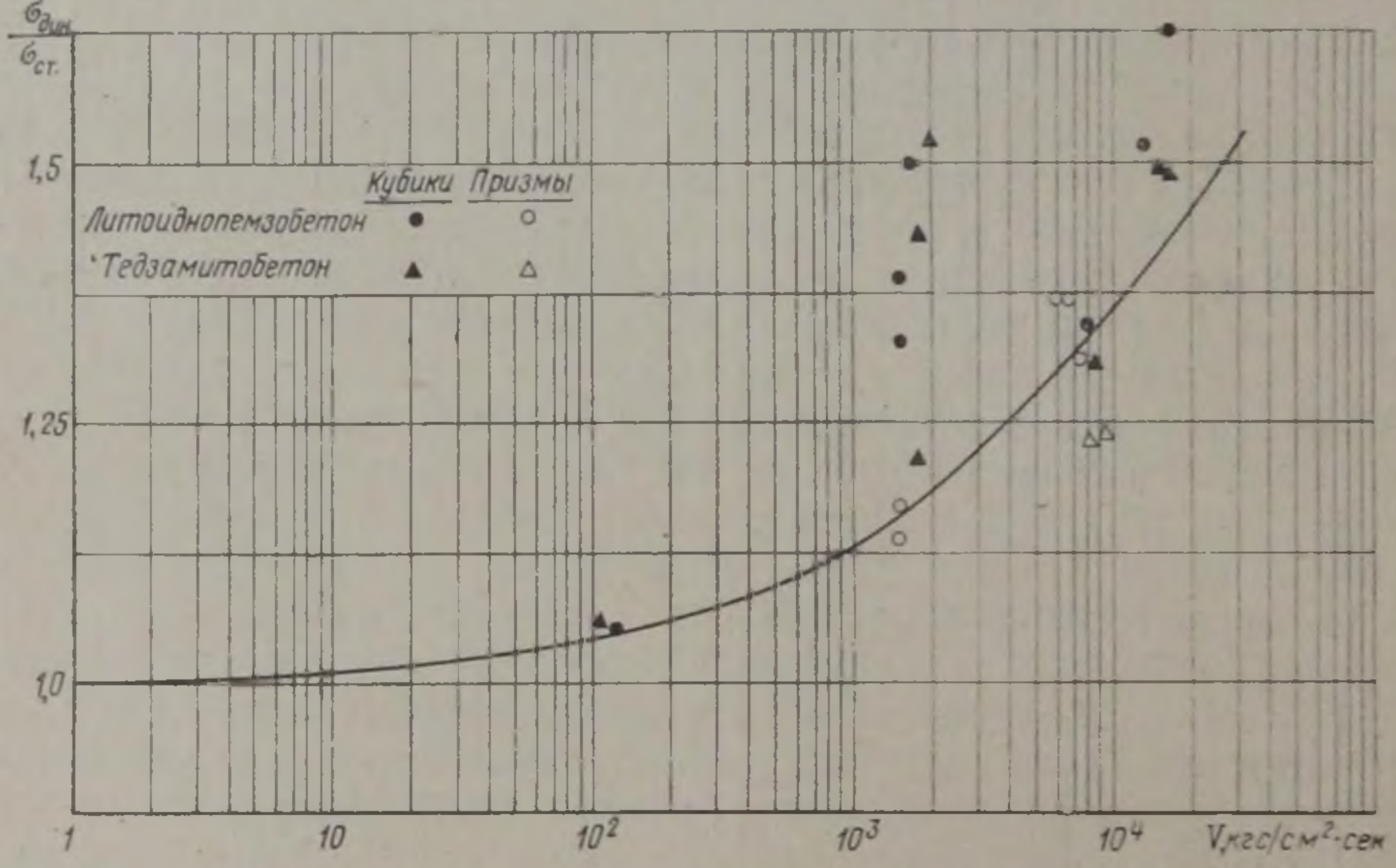


Рис. 35. Отношение динамической прочности бетона к статической в зависимости от скорости нагружения

Из табл. 21 видно, чтс отношение $\sigma_{пр}/\sigma_{куб}$ в зависимости от скорости нагружения не меняется. Однако вид разрушения призм зависел от времени испытания. При статическом испытании разрушение происходилэ из-за отрыва по перпендикулярным действию сил плоскостям; с увеличением же скорости нагружения образец разрушался по косым сечениям, а при максимальной скорости он почти полностью крошился (рис. 36).

На графике рис. 37 приведены полученные кривые продольных и поперечных деформаций. Из графика ясно, что продольные деформации сжатия не зависят от скорости нагружения и остаются постоянными, т. е. $\varepsilon_{пред} = \text{const}$. Модуль деформации, подсчитанный как секущий при нагрузке, равной 0,2 $P_р$, увеличивается с увеличением скорости нагружения до определенного предела, после чего происходит стабилизация. Коэффициенты

Таблица 21

Вид бетона	Вид образца	Скорость нагружения *кгс/см²·сек*	Прочность бетона σ *кгс/см²*	$\frac{\sigma_{дин}}{\sigma_{ст}}$	$\frac{\sigma_{пр}}{\sigma_{куб}}$	$E_{0,2}$, *кгс/см²*	$\frac{E^{дин}_{0,2}}{E^{ст}_{0,2}}$
Литоиднопемзовый	Кубики	1,5	260	1,0	—	—	—
	Призмы	1,4	250	1,0	0,96	200 000	1
	Кубики	125	274	1,05	—	—	—
	»	1600	367	1,41	—	—	—
	Призмы	1500	288	1,15	0,785	233 000	1,16
	Кубики	79 300	349	1,34	—	—	—
	»	15 000	412	1,58	—	—	—
	Призмы	7000	338	1,35	0,97	238 000	1,19
Тедзамитовый	Кубики	1,2	189	1	—	—	—
	Призмы	1,3	180	1	0,95	104 000	1
	Кубики	135	201	1,06	—	—	—
	»	1800	263	1,39	—	—	—
	»	8270	248	1,31	—	—	—
	»	16 000	283	1,49	—	—	—
	Призмы	9250	224	1,24	0,9	142 500	1,37

поперечных деформаций не зависят от скорости нагружения, они могут быть приняты равными величинам, полученным при статических испытаниях.

Полученные результаты позволяют считать, что при скоростях нагружения (1000—3000) *кгс/см²·сек,* соответствующих сейсмическому воздействию, прочность легкого бетона может быть повышена на 15—20% [если скорость нагружения известна, то динамическую прочность можно точнее подсчитать по приведенной выше формуле (43)]. На такую же величину может быть повышен модуль упругости. Остальные характеристики бетона можно принимать соответствующими статическим загружениям.

На рис. 38 полученные экспериментальные данные сопоставлены с уже имеющимися в литературе. Как видно из графика, коэффициент динамического упрочнения $k_{д.у}$ у разных исследователей в зависимости от скорости нагружения V *кгс/см²·сек* получается разным не только по величине, но и по виду записи уравнения кривой. Это связано с тем, что, помимо разных видов и составов бетона, исследование проводилось по разной методике. Так, в [16] были при исследовании получены $k_{д.у}$ для крайних значений V, поэтому соединены они были прямой линией. Исследование [183] проводилось на копре с падающим бойком, поэтому при испытании образец испытывал скорее удар. Исследование [176] проводилось с целью имитировать

Рис. 36. Разрушенные образцы бетона при различных скоростях нагружения

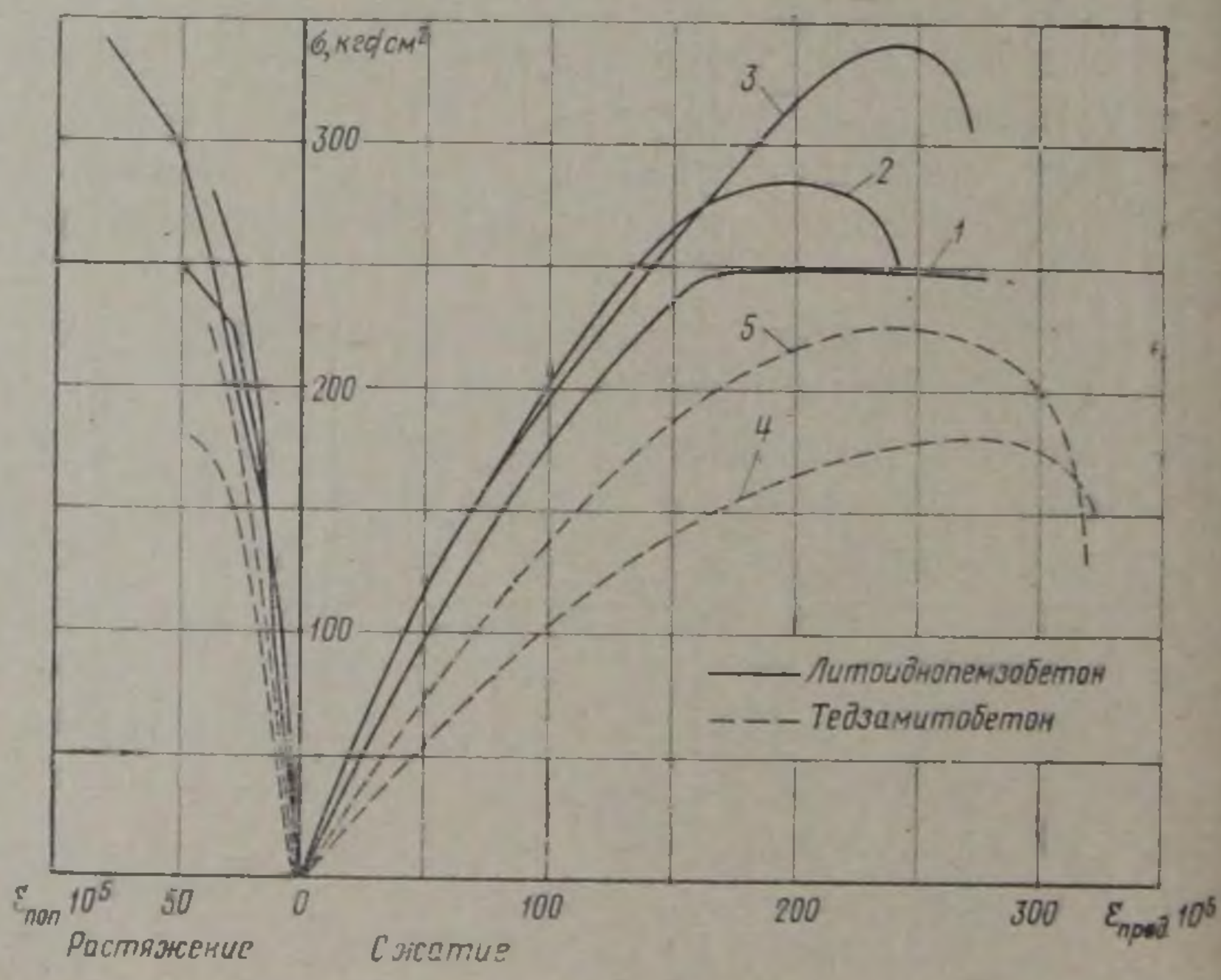


Рис. 37. Продольные и поперечные деформации бетона при различных скоростях нагружения

1 — литоиднопемзобетон при $V=1{,}4$ *кгс/см²·сек*; *2* — литоиднопемзобетон $V=1500$ *кгс/см²×сек*; *3* — литоиднопемзобетон $V=7000$ *кгс/см²×сек*; *4* — тедзамитобетон при $V=1{,}3$ *кгс/см²×сек*; *5* — медзамитобетон при $V=9250$ *кгс/см²×сек*

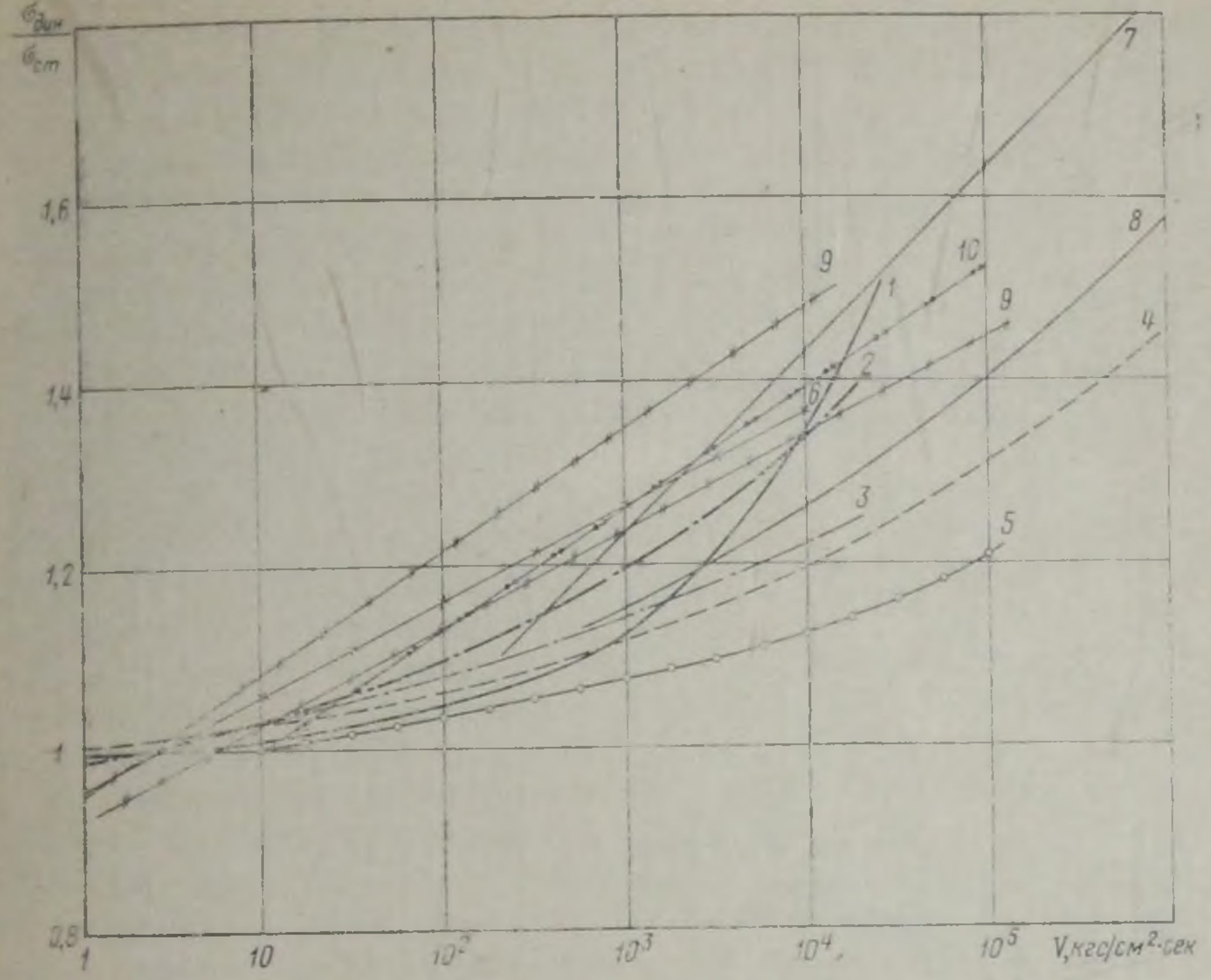


Рис. 38. Динамическая прочность бетона по предложению различных исследователей

1 — автора [114]; *2*, *3* — [43]; *4* — [122]; *5* — [14]; *6* — [16]; *7*, *8* — [183]; *9* — [176]; *10* — [157]

сейсмические нагрузки, т. е. диапазон изменения V был небольшим: 0,03—1 *сек*, что не позволило авторам написать более общий закон изменения $k_{д.у}$ от V.

Исследования [14, 43] и наши проводились на одной установке и по единой методике, поэтому их сопоставление вполне возможно. Как и следовало ожидать, при высоких скоростях нагружения $k_{д.у}$ для легкого бетона получается выше, чем для тяжелого. Результаты, полученные для литоиднопемзового бетона [43] и керамзитобетона [13], соответствуют нашим данным; поэтому, учитывая приведенные выше соображения, в качестве расчетного рекомендуем выражение (43).

Глава III. СВОЙСТВА ЛЕГКОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

1. Сцепление и анкеровка арматуры в легком бетоне

Рассматриваемый вопрос — основная предпосылка работы железобетона как конструкционного материала.

На рис. 39 приведены эпюры изменения сцепления растягивающих напряжений в бетоне и арматуре железобетонной балки, подвергнутой изгибу, в месте образования трещины. Как

видно из рисунка, вследствие сцепления между арматурой и бетоном возникающее вблизи трещины повышенное напряжение в арматуре быстро затухает. Растягивающие напряжения в бетоне возрастают, достигают своего предела и вызывают образование новой трещины. Эпюра напряжения сцепления имеет свой пик и изменяется по некоторому криволинейному закону. Аналогичный вид эпюра сцепления имеет и при выдергивании арматурных стержней из бетонных призм. Однако чем меньше длина заделки стержня, тем равномернее распределение усилий по его длине. Эта способность продольного усилия в арматуре изменяться по длине заделки и является результатом сцепления между арматурой и бетоном. Под анкеровкой понимается закрепление концов арматуры в бетоне, способное воспринять определенную величину усилия. Это обеспечивается или сцеплением, или специальными анкерными устройствами. В настоящем параграфе рассмотрены вопросы анкеровки арматуры только силами сцепления.

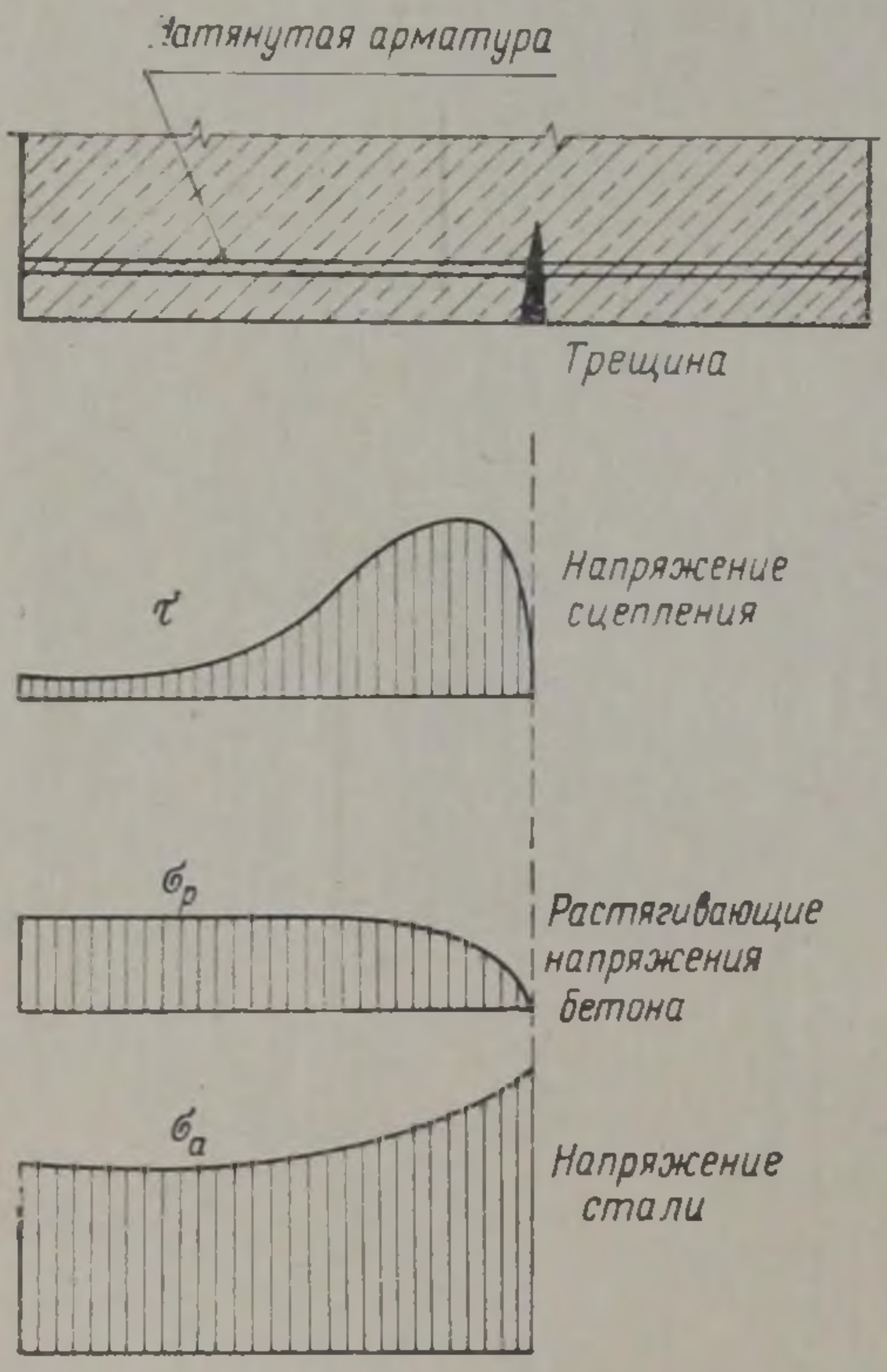


Рис. 39. Эпюры изменения сцепления растягивающих напряжений в бетоне и арматуре железобетонной балки при изгибе в месте образования трещины

Сцепление играет большую роль в обеспечении несущей способности конструкции. При отсутствии сцепления после появления первой трещины усилие в растянутой арматуре возрастает на всей ее длине, что приводит к еще большему раскрытию трещины, сокращению высоты сжатой зоны и в результате к более раннему разрушению конструкции. Поэтому в рекомендациях ФИП-ЕКБ, если предварительно напряженная арматура остается без сцепления, расчетная несущая способность снижается на 30%. Во многих странах напряжения сцепления рассчитываются и сравниваются с допускаемыми или расчетными в зависимости от метода расчета. Однако эти расчетные формулы неточны; они не учитывают многих факторов, влияющих на сцепление. По СНиП сцепление не проверяется расчетом, но для конструирования даются рекомендации, обеспечивающие достаточное качество изделия.

На основании большого количества работ можно считать установленным, что величина сцепления зависит не только от прочности бетона [29]. Вид и расход цемента, наличие добавок, состав бетона, условия твердения, природа и размеры заполнителей, усадка бетона, местоположение арматуры в конструкции, параметры профилирования и др. существенно сказываются на величине сцепления. При этом, если раньше считалось, что из-за усадки происходит обжатие стержня и увеличивается сцепление, последними работами [8, 66] показано, что продольная усадка нарушает адгезионные связи между бетоном и круглой арматурой и между основной массой и клиньями бетона, расположенного под выступами, в случае применения арматуры периодического профиля. Особо нужно обратить на это внимание в случае определения сцепления арматуры с легкими бетонами — величина усадки в них больше.

Современное состояние по исследованию сцепления и анкеровки арматуры в бетоне было отражено в работе конференции, проведенной в Челябинске 25—27 июня 1968 г. [141]. На конференции отмечалось, что ввиду сложности задачи еще нет разработанного расчетного аппарата теории сцепления. Учитывая нужды проектирования и производства, на данном этапе необходимо выработать хотя бы приближенный метод расчета, простой и, естественно, достоверный. Такой необходимостью объясняется проведение наших исследований и составление расчетных рекомендаций на основе экспериментальных данных, обрабатываемых методами математической статистики с 95% надежностью.

Исследование сцепления арматуры с легким бетоном изучалось как при помощи выдергивания и продавливания арматурных стержней из бетонных призм, так и при изгибе железобетонных балок [107, 110, 119]. В качестве заполнителей для бетона были применены кармрашенский шлак и литоидная пемза месторождений Армянской ССР. Применялись арматурные стержни класса А-I диаметром 8, 10 и 12 *мм* и класса А-II диаметром 12, 18 и 25 *мм*. В зависимости от диаметра арматуры размеры призм менялись: при $d=10$ *мм* использовались призмы размером 10×10×30 *см*; при $d=8$ и 12 *мм* — размером 10×10×40 *см* и при $d=18$ и 25 *мм* — размером 15×15×45 *см*. Все стержни устанавливались в центре поперечного сечения призмы. Помимо легкобетонных образцов, были для сопоставления исследованы образцы из тяжелого бетона. Составы примененных бетонов сведены в табл. 22.

В качестве вяжущего был применен портландцемент Араратского завода марки 450 (составы 1, 2, 3, 8, 9) и марки 300 (составы 4, 5, 6, 7, 10). Уплотнение бетона проводилось на лабораторной виброплощадке. Набор прочности бетона осуществлялся двумя методами: нормальновлажностным хранением или во

влажной камере при $t=21\pm3°C$ при влажности $p=95\pm3\%$ или во влажных опилках в течение 28 дней и пропаркой в лабораторной пропарочной камере при $t=85°C$ по режиму 3+6+3 *ч*. В табл. 22 приведены данные о прочности бетона после нормальновлажностного хранения.

Таблица 22

№ состава	Вид заполнителя	Объемная масса в *т/м³*		Расход материалов в *кг* на 1 *м³* бетона				Прочность бетона R_{28}, *кгс/см²*	Вид и диаметр уложенной арматуры
		песка	щебня	*Ц*	*П*	*Щ*	*В*		
1	Кармрашенский шлак	0,65	0,4	255	275	336	278	46	
2	То же	0,65	0,4	284	298	365	305	61	A-I, $d=10$ *мм*
3	»	0,65	0,4	345	290	354	296	88	
4	»	0,63	0,405	326	291	330	304	64	A-I, $d=8$ и
5	»	0,63	0,405	402	350	245	373	80	12 *мм*
6	Литоидная пемза	1,062	0,782	142	558	629	280	91	A-II, $d=12$ и 18 *мм*
7	То же	1,062	0,782	236	460	690	304	158	То же, $+d=$
8	»	1,062	0,782	300	454	750	262	227	$=25$ *мм*
9	Кварцевый песок, базальтовый щебень	1,65	1,32	165	790	1245	186	94	A-I, $d=10$ *мм*
10	То же	1,65	1,32	191	755	1190	190	82	A-I, $d=8$ и 12 *мм*; A-II, $d=12$ и 18 *мм*

После месячного хранения во влажных опилках образцы хранились до срока испытания в лабораторном помещении. Там же хранились и образцы после пропарки. Испытание проводилось в два срока — в возрасте 28 дней и 3 месяца.

Все испытания на 100-*т* прецизионном прессе «Рейли».

Для определения начала нарушения сцепления на незагруженном конце только круглой арматуры устанавливался индикатор часового типа с ценой деления 0,01 *мм*. Для арматуры периодического профиля такого рода замеры не проводились, так как начало сдвижки свободного конца стержня в этом случае еще не означает нарушения сцепления; бетон между ребрами арматуры начинает работать на срез.

На части образцов (составы 1, 2, 3) изучалось изменение напряженного состояния стержней по длине заделки. Для этого до бетонирования в трех сечениях по высоте призмы на арматуру были приклеены датчики сопротивления базой 10 *мм*. На следующий день производилась изоляция датчиков мастикой на эпоксидной основе (основа — смола Э40).

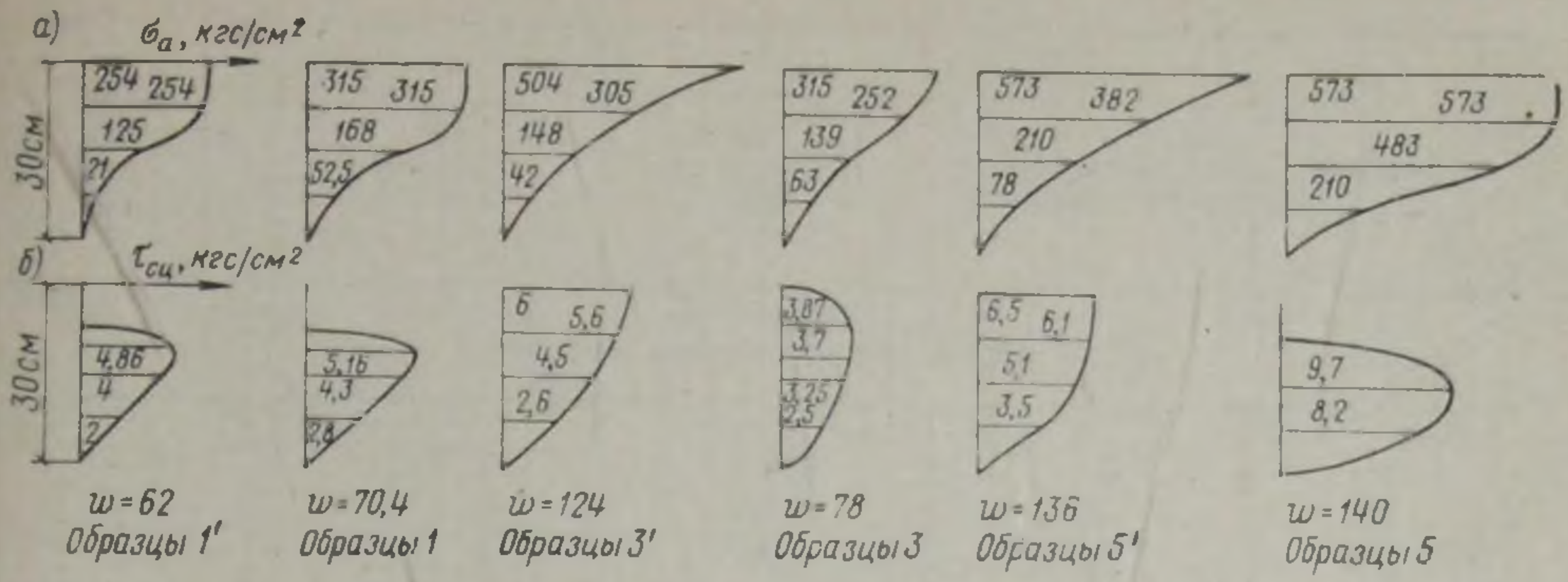


Рис. 40. Эпюры напряжений в арматуре (*а*) и напряжений сцепления (*б*) в призмах при выдергивании арматурных стержней

На рис. 40 приведены экспериментально замеренные деформации арматуры и подсчитанные по ним напряжения в арматуре и напряжения сцепления.

Закон изменения напряжений сцепления может быть выражен зависимостью

$$\frac{\partial \sigma(x)}{\partial x} \cdot \frac{d}{4} = \tau(x). \tag{44}$$

Учитывая вид полученных эпюр напряжений в арматуре, их изменение по длине стержня можно записать так:

$$\sigma(x) = a - b x + c x^3; \tag{45}$$

тогда

$$\tau = (-b + 3 c x^2) \frac{d}{4}. \tag{46}$$

Исходя из этого мы и вычисляли напряжение сцепления по длине образца. Коэффициенты *а, в* и *с* подбирались из полученных экспериментальных эпюр напряжений, после чего по (46) определялось τ.

Средние величины сцепления арматуры с бетоном определялись делением площади эпюр на длину заделки. Сопоставление полученных значений $\tau_{сц}$ с вычисленными по известной формуле

$$\tau_{сц} = \frac{P}{\pi d l} \tag{47}$$

для указанной серии образцов проведено в табл. 23.

Как видно из табл. 23, расхождение результатов незначительное, что говорит о правильности примененной методики.

Результаты испытания показали, что с увеличением прочности бетона величина его сцепления с арматурой увеличивается. Диаметр арматуры мало влияет на величину сцепления. Пропаренные образцы и образцы нормальновлажностного хранения всех диаметров и профилей показали примерно одинаковые зна-

Таблица 23

№ образца	Прочность бетона при испытании в *кгс/см²*	$\tau_{сц}$ по формуле (46)	$\tau_{сц}$ по формуле (47)	$\frac{\tau_{сц}^{(47)}}{\tau_{сц}^{(46)}}$
Образцы месячного возраста				
1^{I}	35	2,83	2,75	—3
1	38	3,55	3,12	—12
2^{I}	39	4,25	4,13	—3
2	48	2,65	2,6	—2
3^{I}	63	4,77	4,55	—4,5
3	82	6,35	6,2	—2,5
Образцы трехмесячного возраста				
1^{I}	36	1,59	1,58	—0,5
1	46	2,12	1,95	—7,5
2^{I}	44	1,59	1,56	—2
2	61	4,25	4,55	+7
3	88	6,35	6,55	+3

Примечание. Номера образцов соответствуют номеру состава бетона, приведенного в табл. 22. Цифрой со штрихом обозначены образцы, пропаренные после бетонирования; без штриха — образцы нормальновлажностного хранения. Приведенные значения — средние из трех определений.

чения $\tau_{сц}/R$ для своего замеса бетона. При увеличении сечения бетона с 10×10 *см* до 15×15 *см* сцепление увеличилось примерно на 10%, что находится в пределах разброса полученных данных. Метод испытания на сцепление продавливанием также показал незначительное увеличение (2—8%) по сравнению с выдергиванием. Поэтому опытные значения, полученные при испытании, нанесены на один график без подразделения на диаметры, методы испытания, условия вызревания и т. п.

На рис. 41 приведены опытные значения $\tau_{сц}/R$ от R для круглой арматуры. Для сопоставления приведены также данные о сцеплении круглой арматуры с тяжелым бетоном. Все точки на графике представляют собой средние значения по трем испытанным образцам; точки эти соответствуют началу сдвижки свободного конца стержня. В некоторых случаях после сдвижки свободного конца стержня наблюдалось увеличение выдергивающей силы на стержень, но это могло быть причиной или отдельных больших шероховатостей на стержне, или не совсем прямолинейной длины стержня, так как примененная в эксперименте круглая арматура поставляется в бухтах и затем на станках выпрямляется. Сдвижка свободного конца стержня принималась за расчетную величину.

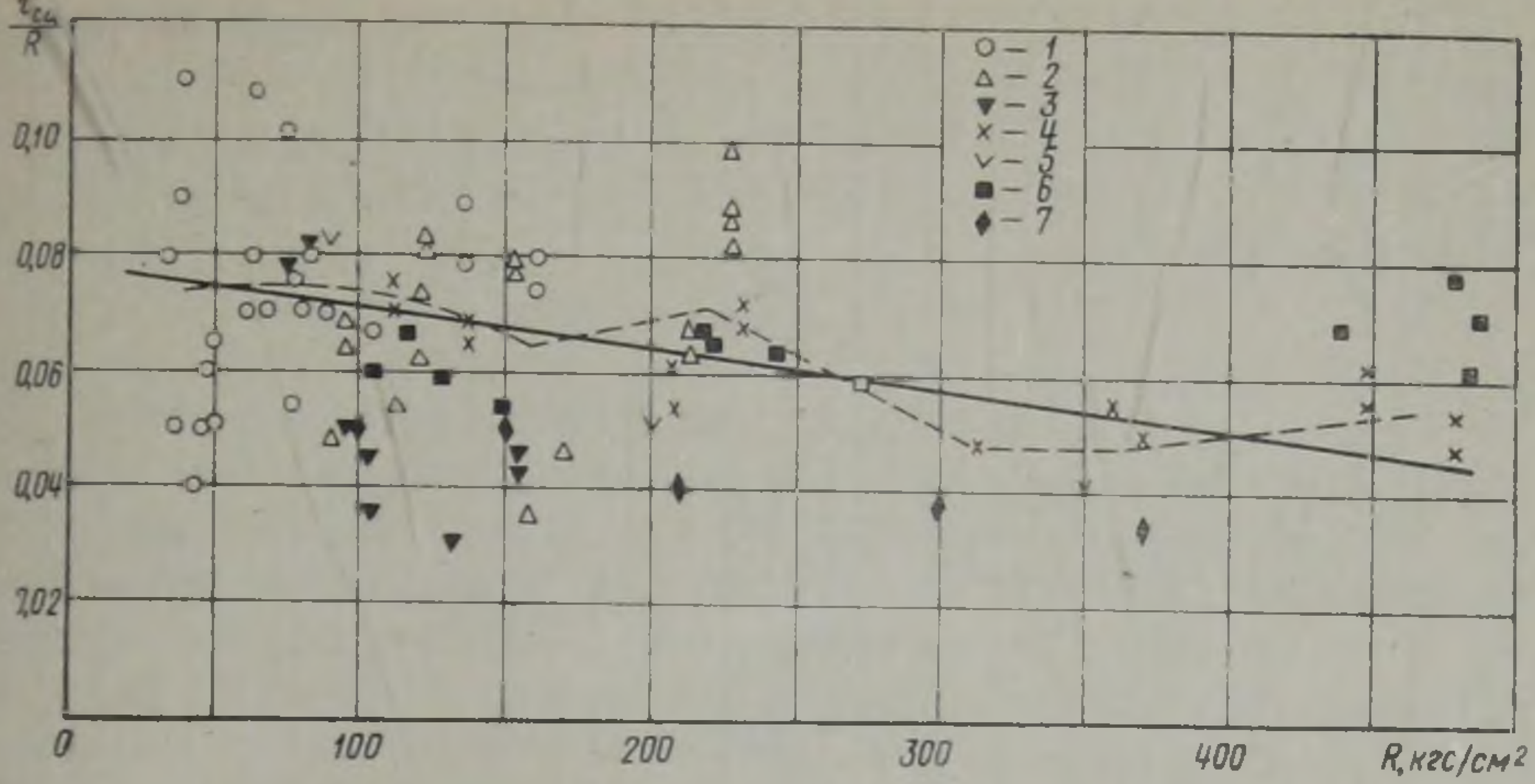


Рис. 41. Относительная прочность сцепления в зависимости от прочности на сжатие для круглой арматуры

1 — бетон на кармрашенском шлаке; *2* — литоиднопемзобетон; *3* — тяжелый бетон; *4* — литоиднопемзобетон [164]; *5* — аглопоритобетон [52, 53]; *6* — тяжелый бетон [164]; *7* — то же [52, 53]

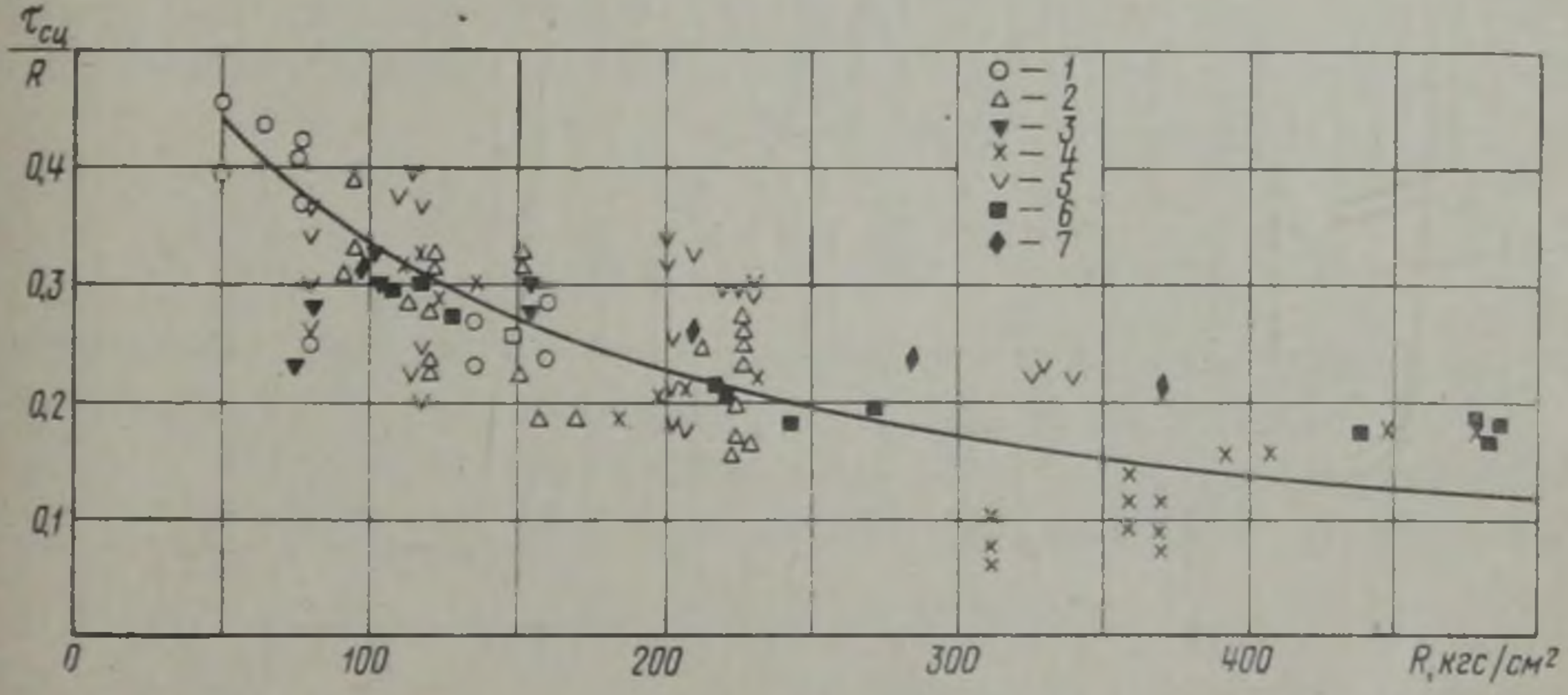


Рис. 42. Относительная прочность сцепления в зависимости от прочности на сжатие для арматуры периодического профиля

1 — бетон на кармрашенском шлаке; *2* — литоиднопемзобетон; *3* — тяжелый бетон; *4* — литоиднопемзобетон [164]; *5* — аглопоритобетон [52, 53]; *6* — тяжелый бетон [164]; *7* — то же [52, 53]

Из графика рис. 41 видно, что имеется довольно существенный разброс между опытными точками, однако наличие результатов по высокопрочным легким бетонам прочностью 300—500 *кгс/см²* позволило усмотреть здесь зависимость. На графике пунктирной линией нанесены средние значения $\tau_{сц}/R$ для определенных групп образцов. По этим средним значениям методом наименьших квадратов была определена линейная зависимость вида

$$\frac{\tau_{сц}}{R} = 0{,}078 - 0{,}000068\,R. \qquad (48)$$

Мера разброса принятых средних значений $\tau_{сц}/R$ вокруг полученной зависимости (48) оказалась равной $\varepsilon_y = \pm 0{,}00542$. Значимость полученной зависимости (48) проверялась по критерию Фишера и для 5% уровня значимости получен положительный результат, т. е.

$$F^{0,95} = 3{,}96 > 1{,}55.$$

Сопоставление полученных результатов для легкого бетона с тяжелым показывает, что $\tau_{сц}$ для легких бетонов низких марок (до 150 *кгс/см*^{2}) несколько больше, чем для тяжелых, но с увеличением прочности бетона прочность сцепления выравнивается и становится почти одинаковой. Такая же картина получается при сопоставлении прочностей легких бетонов на растяжение и срез с тяжелыми [109, 120]. Более четко эта связь проявляется при исследовании сцепления арматуры периодического профиля, результаты по которым приведены на графике рис. 42. На рис. 42 точки соответствуют максимальной выдергивающей силе, и разброс сравнительно мал. В наших опытах было исследовано сцепление арматуры класса А-II ($d = 12$, 18, 25 *мм*); в [164] — арматуры класса А-III ($d = 12$, 18, 25 и 32 *мм*); в [52, 53] — класса А-III и А-IIIв ($d = 10$ и 14 *мм*). Статистическая обработка позволила получить зависимость

$$\frac{R_{сц}}{R} = \frac{70}{110 + R}. \qquad (49)$$

Мера разброса опытных значений относительно зависимости (49) составила $\varepsilon_y = \pm 0{,}04$. Значимость полученной зависимости (49) также определена по критерию Фишера и для 5% уровня значимости также получен положительный результат

$$F^{0,95} = 5{,}33 > 1{,}49,$$

т. е. уравнение (49) не случайно.

Сопоставление опытных данных для тяжелого бетона с легким показывает их близкое соответствие с учетом $R_р$ и $R_{ср}$.

По зависимостям (48) и (49) можно нормировать нормативные значения $R^н_{сц}$ в зависимости от профиля арматуры и прочности бетона. Расчетные значения $R_{сц}$ могут быть получены умножением $R^н_{сц}$ на коэффициент однородности. В табл. 24 приводятся рекомендуемые нормативные и расчетные значения прочности сцепления легкого бетона. Несмотря на то, что относительная величина сцепления с увеличением прочности бетона уменьшается (для обоих видов арматуры), абсолютное значение $R_{сц}$ растет.

Сцепление арматуры с бетоном изучалось также путем испытания железобетонных балок на изгиб [119]. Было изготовлено пять балок размером $14 \times 24 \times 200$ *см*. В качестве заполнителя была применена литоидная пемза. Балки были армированы вя-

заными каркасами, причем двумя стержнями № 16 из стали класса А-II ($\sigma_{т.ч}$=5300 *кгс/см*²) в растянутой зоне и двумя стержнями диаметром 8 *мм* из стали класса А-I в сжатой зоне. После бетонирования (уплотнение бетона производилось глубинным вибратором) балки в течение месяца набирали прочность во влажных опилках, после чего хранились в лабораторном помещении.

Испытание производилось в двухмесячном возрасте бетона на прессе ГРМ-1. Нагрузка в виде сосредоточенных сил прикладывалась в третях пролета ступенями, равными примерно 0,1 от разрушающей нагрузки с выдержкой на каждой ступени нагружения примерно 15 *мин* для взятия отсчетов по всем приборам и освидетельствования поверхности бетона. Замеры деформаций бетона производились датчиками сопротивления базой 50 *мм*, приклеенными на уровне растянутой арматуры по всей длине балки с шагом 50 *мм*. Кроме того, по высоте балки в середине пролета с обеих сторон замеряли деформации бетона, чтобы иметь возможность определить эпюру напряженного состояния. Рачая арматура растянутой зоны была выпущена в торцах на 3 *см*, и на ней

Таблица 24

Вид напряженного состояния	Вид арматуры	Нормативное сопротивление бетона в *кгс/см²* при проектной марке бетона по прочности на сжатие											
		35	50	75	100	150	200	250	300	350	400	500
Сцепление нормативное	Круглая	2,65	3,75	5,47	7,12	10,35	12,88	15,25	17,28	18,95	20,35	22
	Периодического профиля	16,95	21,85	28,3	33,3	40,3	45,2	48,7	51,2	53,2	54,8	57,3
Сцепление расчетное	Круглая	1,2	1,7	2,5	3,2	4,6	5,8	7,6	8,6	9,5	10,5	11
	Периодического профиля	7,6	9,8	12,8	15	18	20	25	26	27	27,5	28

были установлены индикаторы для определения возможной сдвижки по отношению к бетону.

Величина сцепления и значение коэффициента ψ_a определялись по формулам

$$\tau_{сц} = \frac{K_1 n u R_р}{l_т}; \tag{50}$$

$$\psi_a = 1 - \frac{M_т M_{бт}^2}{M^3}, \tag{51}$$

где

$$u = \frac{F_a}{s}; \; n = \frac{E_a}{E_б};$$

$$k_1 = \frac{w}{F_a z n} - 2;$$

s — периметр сечения; w — момент сопротивления приведенного сечения, определяемый с учетом пластических свойств бетона и всей арматуры в сечении при появлении трещин; $M_т$ — момент трещинообразования; $M_{бт}$ — момент относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения, воспринимаемый сечением без учета арматуры растянутой зоны непосредственно перед трещинообразованием; M — внешний момент, при котором определяется величина ψ_a.

Учет величин, входящих в (50) и (51), в расчете производился по данным, определенным из опыта. Значение момента сопротивления растянутой зоны сечения при трещинообразовании w, необходимое для определения $M_{бт}$, устанавливалось применительно к легкому бетону по методике, описанной в п. 3, гл. II и опубликованной в [109]. Полученные значения $\tau_{сц}$ и ψ_a для разных уровней нагружения приведены в табл. 25.

Максимальное сцепление между арматурой и бетоном получилось при нагрузке, соответствующей моменту трещинообразования (первая строка табл. 25 соответствует $M/M_т = 0{,}8 \div 0{,}85$). При увеличении нагрузки трещины раскрываются, и сцепление между трещинами начинает падать, причем для бетона $R = 147$ *кгс/см²* более интенсивно, чем для бетона $R = 309$ *кгс/см²*. Аналогично прочности сцепления изменяется и коэффициент ψ_a, только в бо́льшую сторону, приближаясь к своему максимальному значению $\psi_a = 1$.

Индикаторы зафиксировали сдвижку стержней в торцах при нагрузке примерно 0,7 от разрушающей. Примерно на этом уровне нагружения наблюдается резкое снижение $\tau_{сц}$ и рост ψ_a, что подтверждает правильность определений.

Сравнение полученных осредненных значений прочности сцепления арматуры с бетоном при выдергивании стержней из призм

с максимальными значениями сцепления при испытании балок на изгиб показало, что для бетона прочностью 147 *кгс/см²* — при выдергивании $\tau_{сц}=40$ *кгс/см²*, при изгибе 39,15 *кгс/см²* (расхождение +2%); для бетона прочностью 309 *кгс/см²* — при выдергивании $\tau_{сц}=51{,}7$ *кгс/см²*, при изгибе 54,5 *кгс/см²* (расхождение — 5%). Следовательно, полученные по разным методикам значения $\tau_{сц}$ близки по величине, и метод выдергивания стержней из бетонных призм может быть применен для массового количественного определения $\tau_{сц}$, а полученные рекомендации по определению $\tau_{сц}$, основанные на результатах выдергивания стержней из призм, могут быть рекомендованы в качестве расчетных.

Наиболее распространенный случай анкеровки арматуры силами сцепления — предварительно напряженный железобетон при предварительном напряжении арматуры на упоры с последующим бетонированием. После затвердения бетона усилие предварительного напряжения передается на бетон, так как он препятствует свободной деформации арматуры. На свободных концах элемента сжатие равно нулю, но по мере удаления от свободного конца сжатие увеличивается благодаря силам сцепления. Сжатие бетона и растяжение арматуры асимптотически достигает своего максимального значения на определенном расстоянии от свободного конца балки. Это расстояние называется зоной анкеровки. За пределами зоны анкеровки силы сцепления сводятся к нулю.

Если при выдергивании стержней из бетона напряженное состояние арматуры вызывало поперечное сужение стержня, тем самым, как

Таблица 25

$R=309$ кгс/см²; $R_р=13{,}9$ кгс/см²															
Балка 1			Балка 2			Балка 3			Балка 4			Балка 5			
$M/M_р$	$\tau_{сц}$	$\psi_а$	$M/M_р$	$\tau_{сц}$	$\psi_а$	$M/M_р$	$\tau_{сц}$	$\psi_а$	$M/M_р$	$\tau_{сц}$	$\psi_а$	$M/M_р$	$\tau_{сц}$	$\psi_а$	
0,338	39,2	0,72	0,306	39,1	0,72	0,306	59,2	0,79	0,318	51	0,79	0,317	53,6	0,79	
0,564	7,24	0,941	0,51	7,63	0,94	0,408	38,6	0,935	0,476	27,3	0,912	0,423	34	0,935	
0,79	7,1	0,978	0,714	7,3	0,978	0,612	19,3	0,978	0,687	15,2	0,974	0,635	18,4	0,978	
0,9	6,36	0,985	0,815	6,12	0,985	0,816	7,6	0,99	0,9	5,82	0,989	0,846	7,09	0,986	

бы отрывая его от бетона, и уменьшало величину сцепления, при передаче усилия предварительного напряжения на бетон арматура на свободных концах расширяется, чему препятствует бетон и клин на свободном участке, уменьшая тем зону анкеровки. В бетоне возникают радиальные напряжения, которые, по Рюшу, могут достигать 800 *кгс/см*^{2} [80]. Несмотря на это, растрескивания бетона обычно не происходит. Чем прочнее и плотнее бетон, тем меньше участок зоны анкеровки.

Вопросы анкеровки арматуры в тяжелом бетоне исследовались неоднократно [30, 80, 141]; работ же, связанных с анкеровкой арматуры в легком бетоне, мало, и выполнены они лишь на определенных видах заполнителей.

Наши исследования по выявлению зоны анкеровки, проводившиеся в разное время на различных видах заполнителей, излагаются здесь в обобщенном виде и в сопоставлении с результатами других исследователей.

Согласно Строительным нормам и правилам [139], длина зоны анкеровки в зависимости от величины предварительного напряжения принимается равной:

$$\left.\begin{aligned}
&\text{при } \sigma_0 = 10\,000 \ \textit{кгс/см}^2 \ \ l_{\text{ан}} = k_{\text{ан}}\, d;\\
&\text{при } \sigma_0 < 10\,000 \ \textit{кгс/см}^2 \ \ l_{\text{ан}} = \frac{k_{\text{ан}}\, d\, \sigma_0}{10\,000};\\
&\text{при } \sigma_0 > 10\,000 \ \textit{кгс/см}^2 \ \ l_{\text{ан}} = k_{\text{ан}} d + 3\,\frac{\sigma_0 - 10\,000}{R_0},
\end{aligned}\right\} \qquad (52)$$

где d — диаметр проволоки или пряди в *см*; σ_0 — значение предварительного напряжения в арматуре в *кгс/см*^{2} с учетом потерь, происходящих до окончания обжатия бетона; R_0 — кубиковая прочность бетона при его обжатии в *кгс/см*^{2}; $k_{\text{ан}}$ — коэффициент, принимаемый по таблице в зависимости от вида арматуры.

Из структуры формул (52) видно, что в случае применения легкого бетона может претерпеть изменение только коэффициент $k_{\text{ан}}$. В рекомендациях по проектированию конструкций из легких бетонов [124] приведены значения $k_{\text{ан}}$ для легких бетонов и к проволоке и прядям прибавлена стержневая арматура повышенных классов. Если $k_{\text{ан}}$ для легких бетонов повышен только для высокопрочной проволоки на 20% по сравнению с [139], для прядей $k_{\text{ан}}$ оставлен без изменения и, как указывалось выше, приведены значения $k_{\text{ан}}$ для стержневой арматуры повышенных прочностей. Обращает на себя внимание то, что в [124] $k_{\text{ан}}$ зависит от прочности бетона R_0 только для проволочной и прядевой арматуры, для стержневой же с увеличением R_0 практически не меняется (причина этого не объяснена).

Наши исследования [110, 113] анкеровки высокопрочной проволоки были выполнены на различных по свойствам легких заполнителях. Для сопоставления были изготовлены балки из тя-

Таблица 26

№ серии балок	Вид бетона	Активность цемента	Объемная масса заполнителей в *кг/м³*		Расход материалов на 1 *м³* бетона в *кг*			
			песка 0—5 *мм*	щебня 5—20 *мм*	Ц	П	Щ	В
1	Литоиднопемзобетон	400	900	810	618	598	464	300
2		400	900	810	618	598	464	300
3		400	900	810	618	598	464	300
4		372	900	810	535	612	466	267
5		372	900	810	550	603	490	258
6		372	900	810	333	454	788	228
7	Керамзитобетон	400	865	584	567	330	422	251
8		400	865	584	567	330	422	251
9		400	865	584	567	330	422	251
10	Аглопоритобетон	400	985	750	596	558	545	250
11		400	985	750	596	558	545	250
12		372	985	750	535	575	530	234
13	Тедзамитобетон	372	—	984	499	499	689	269
14	Тяжелый бетон	400	1670	1330	430	600	1300	160
15		372	—	—	383	622	1242	153
16		372	—	—	393	917	932	153

желого бетона (табл. 26). Высокопрочная проволока периодического профиля диаметром 5 *мм* предварительно напрягалась на силовом стенде длиной 12 *м* при помощи 30-*т* домкрата. Величину предварительного напряжения проволоки при передаче усилия на бетон σ_0 контролировали тремя методами: по показанию манометра, установленного на насосной станции, по прибору, замеряющему деформации арматуры [116], и по напряженному состоянию бетона, определенному по фактической величине деформации бетона балки при обжатии и соответствующему этой величине напряжению на кривой $\sigma - \varepsilon$, полученной при испытании бетонных призм. По напряженному состоянию балки определяли соответствующую величину усилия. Полученные таким образом величины приведены в табл. 27.

Балки серий 1—3, 7—11 и 14 размером 14×20×200 *см* армировались шестью проволоками в растянутой зоне. Сжатая зона в некоторых образцах не была армирована, в других устанавливались две и четыре проволоки.

Балки серий 4, 12, 15 размером 8×14×200 *см* были армированы двумя проволоками в растянутой зоне. Балки серий 5, 6, 13, 16 размером 14×24×180 *см* армировались шестью проволоками в растянутой зоне. Предварительное напряжение осуществлялось группами в 6, 4 или 2 проволоки в зависимости от состава пучка.

Составы примененных бетонов с характеристиками цементов и заполнителей приведены в табл. 26. Был применен шлакопортландцемент Руставского завода. Уплотнение бетона осуществлялось глубинным вибратором. До передачи усилий предварительного напряжения балки хранились под слоем влажных опилок. Опытную длину зоны анкеровки арматуры определили при помощи цепочки датчиков сопротивления базой 50 *мм*, приклеенных в опорных участках балок на уровне центра тяжести растянутой арматуры, а также в середине пролета в нижней и верхней зонах балок для определения как длины зоны анкеровки, так и напряженного состояния балок при обжатии. Усилие предварительного напряжения на бетон передавалось плавно. Величину зоны анкеровки устанавливали по полученным кривым деформации бетона на опорных участках балок и величине деформации бетона в середине пролета. Результаты опыта приведены в табл. 27.

Из (52) после преобразования получим

$$k_{ан} = \frac{10\,000\, l_{ан}}{d\,\sigma_0}. \qquad (53)$$

Таблица 27

№ серий балок	R_0, *кгс/см²*	$\gamma_б$, *т/м³*	σ_0, *кгс/см²*	$l^{оп}_{ан}$, *см*	$k_{ан}$ по формуле (53)	$l_{ан}$ при расчете по формуле (54)	
						$l_{ан}$	$l^{оп}_{ан}/l_{ан}$
1	286	1,915	7250	35	96,5	44,7	0,79
2	286	1,915	8950	45	101	42,75	1,05
3	286	1,915	9130	45	98,5	42,5	1,06
4	337	1,875	9100	42,5	93,5	40,6	1,04
5	427	1,89	8920	33,5	75,1	37,1	0,91
6	268	1,78	10 000	37,5	75	43	0,88
7	296	1,53	8300	42,5	102,5	45,6	0,93
8	245	1,53	10 000	47,5	95	45,6	1,04
9	235	1,53	10 000	32,5	65	46	0,71
10	421	1,97	7830	37,5	96	38,7	0,97
11	318	1,955	9800	42,5	109	39,7	1,07
12	399	1,86	9110	45	98,8	38,1	1,18
13	454	1,92	8920	28	62,8	35,6	0,79
14	372	2,34	9800	35	71,5	33,7	1,04
15	432	2,365	7970	27	68	34,7	0,78
16	513	2,44	10 000	22,5	45	23,7	0,95

Подставляя в (53) опытные значения $l_{ан}$, получим соответствующие значения $k_{ан}$, приведенные в табл. 27. Значения $k_{ан}$, приведенные в СНиП, отнесены к прочности бетона $R_0/0{,}65$, учитывая возможное уменьшение прочности бетона при обжатии по сравнению с проектной. Поэтому сопоставление полученных опытных величин $l_{ан}$ с рекомендуемыми СНиП [139] и проектом СНиП [140] отнесено к прочности бетона $R_0/0{,}65$ и приведено на рис. 43. Из графика видно, что почти во всех случаях $l_{ан}$ высокопрочной проволоки диаметром 5 *мм* для легкого бетона больше, чем рекомендуется в [139] для тяжелого бетона и в [140] для легкого и тяжелого бетонов. Аналогичные результаты получены в [69,73]. Совместный анализ опытных результатов показал, что они не подчиняются единой закономерности: даже при одинаковых прочностях бетона заполнители обладают разными деформативными и другими физическими свойствами и для сопоставления нужен еще один активный параметр. В качестве такого дополнительного параметра был принят объемный вес бетона $\gamma_б$. Из этих условий и составлен график рис. 44. Как видно из него, полученные данные могут быть описаны линейной зависимостью

$$l_{ан} = 55 - 0{,}05\gamma_б R_0 d \frac{\sigma_0}{10\,000}, \qquad (54)$$

где $\gamma_б$ — объемный вес бетона в $т/м^3$.

Формула (54) может быть применена и для тяжелых бетонов.

Анкеровка семипроволочных прядей № 15 ($R^н_н = 15\,000$ *кгс/см²*) в легком бетоне изучалась на центрально обжатых четырьмя прядями образцах размером $20 \times 22 \times 250$ *см*. Образцы изготовлялись в металлической форме (опалубке нижнего пояса фермы пролетом 18 *м*). Длина зоны анкеровки фиксировалась аналогично методике, описанной для высокопрочной проволоки. Составы бетона образцов приведены в табл. 28.

Таблица 28

№ состава	Вид бетона	Состав бетона на 1 $м^3$, *кг*				$R_ц$, *кгс/см²*	$\gamma_п$, *кг/м³*	$\gamma_щ$, *кг/м³*
		Ц	*П*	*Щ*	*В*			
1	Литоидно-пемзовый	560	550	550	255	530	1000	840
2		550	540	430	330	500	1000	800
3		620	500	405	312	400	1000	800

Был применен портландцемент Араратского завода. Полученные результаты сведены в табл. 29.

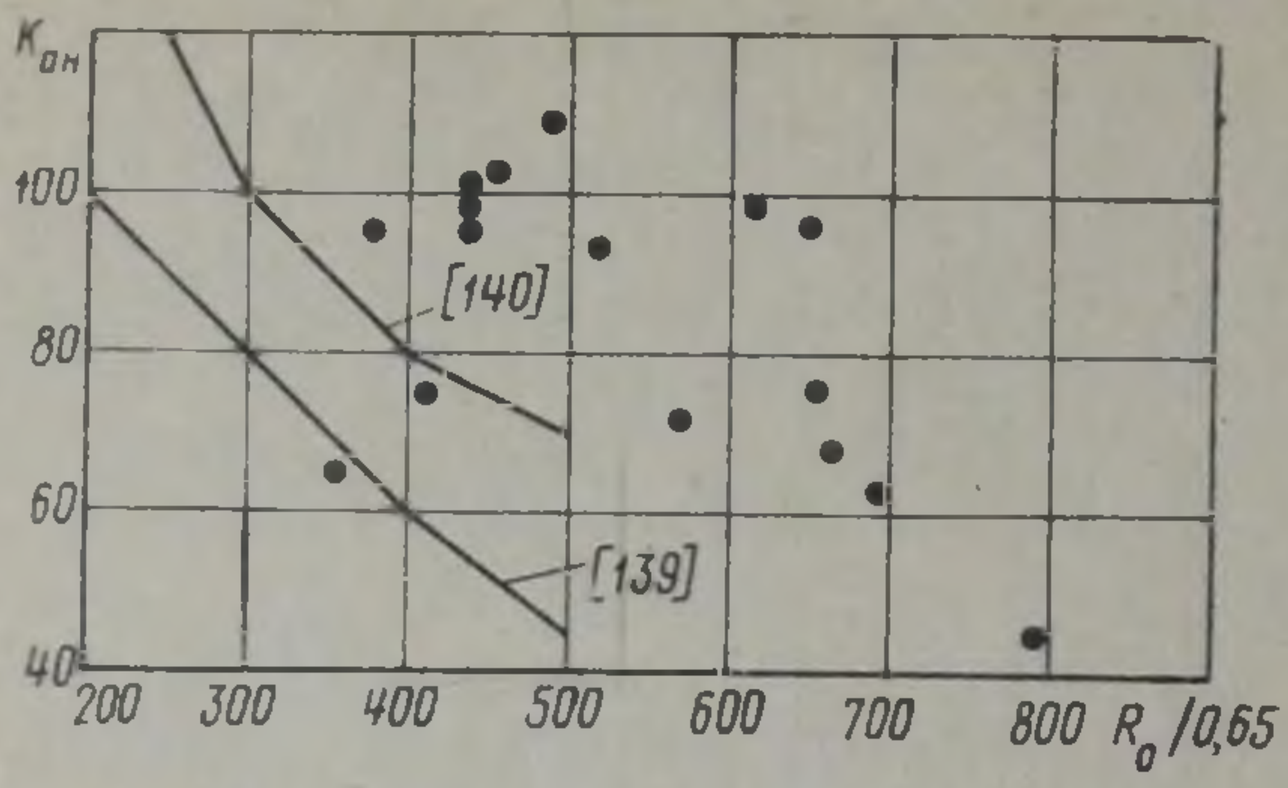


Рис. 43. Сопоставление опытных и нормируемых величин зон анкеровок

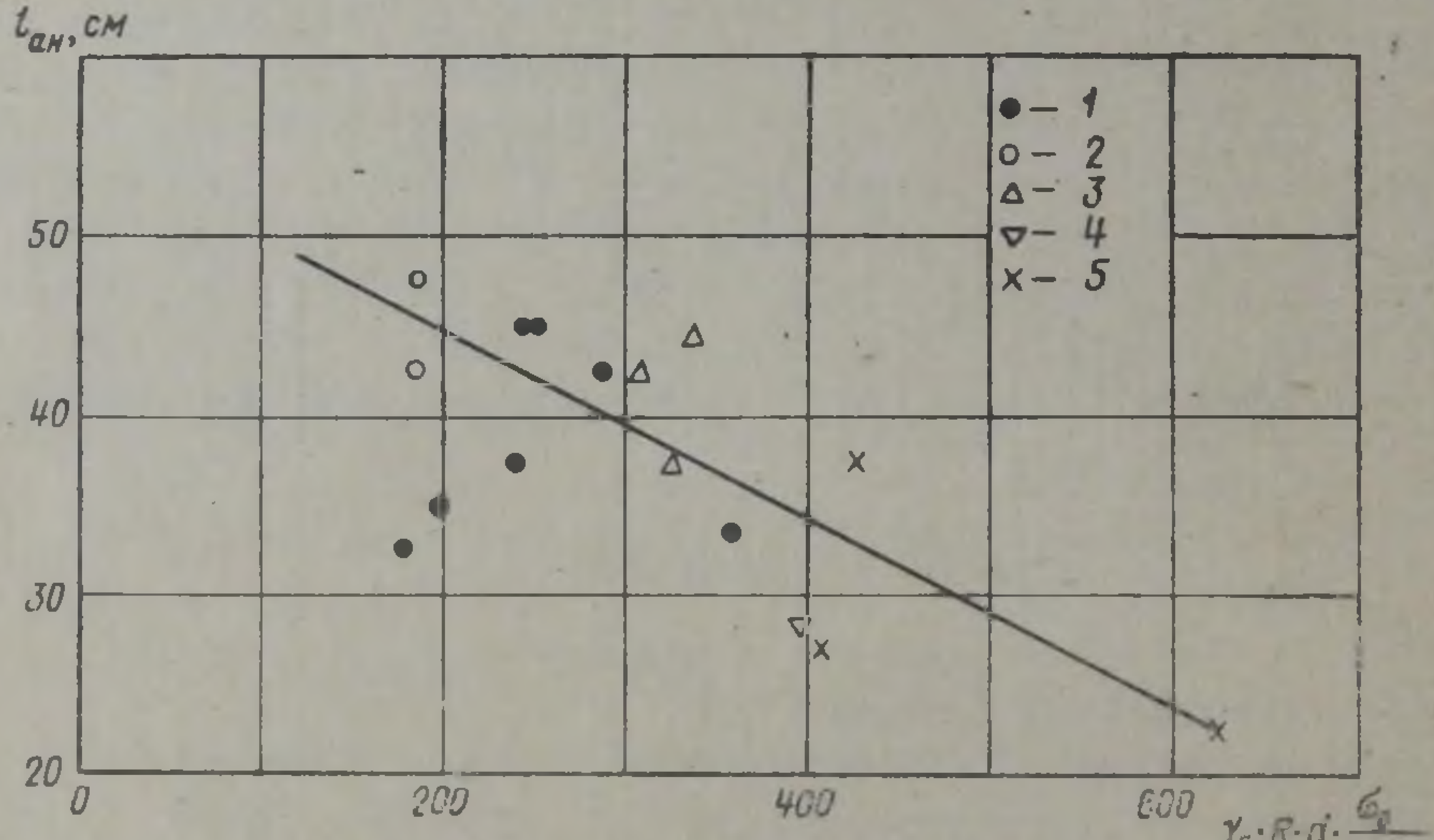


Рис. 44. Зависимость зоны анкеровки $l_{ан}$ от $\gamma_б\ Rd\ \dfrac{\sigma_0}{10\,000}$

1 — литоиднопемзобетон; *2* — керамзитобетон; *3* — аглопоритобетон; *4* — тедзамитобетон; *5* — тяжелый бетон

Таблица 29

№ состава	Прочность бетона при обжатии R_0, *кгс/см²*	Напряжение в пряди σ_0, *кгс/см²*	Длина зоны анкеровки $l_{ан}^{оп*}$, *см*	$k_{ан}^{оп}$	$k_{ан}^{[139]}$ для $\dfrac{R}{0{,}65}$	$\dfrac{k_{ан}^{оп}}{k_{ан}^{[139]}}$
1	316	9750	53	36,3	46	0,79
2	277	8250	57,5	46,5	48,7	0,955
3	259	10 800	65	43,3	50	0,868

* Среднее по шести определениям.

Примечание. Усилия предварительного напряжения передавались путем резки автогенным аппаратом.

Экспериментально полученная длина зоны анкеровки прядей в тяжелом бетоне прочностью в момент обжатия $R_0 = 340$ *кгс/см²* [1] равнялась 49 *см*. Этой прочности соответствует бетон состава 1, и при сопоставлении получим

$$\frac{l_{ан}^{л.б}}{l_{ан}^{т.б}} = \frac{53}{49} \cdot \frac{316}{340} = 1{,}01,$$

т. е. почти равна 1.

Сопоставление же полученных данных с рекомендуемыми по СНиП [139] показывает (см. табл. 29), что эти рекомендации могут быть распространены и на легкие бетоны, так как во всех случаях опытные значения $k_{ан}$ получались меньше нормируемых. В [68] получено соответствие между длиной зоны анкеровки прядей в легком и тяжелом бетонах. В [41] рекомендуется длину зоны анкеровки прядей в легком бетоне увеличить на 10% по сравнению с рекомендуемой СНиП. Однако и здесь превышение получилось незначительным; поэтому можно рекомендации СНиП в этой части распространить и на легкий бетон.

Таблица 30

Вид арматуры	Диаметр в *мм*	Предел текучести $\sigma_т$	Предел прочности $\sigma_{п,и}$	Модуль упругости $E_а \cdot 10^{-6}$
		кгс/см²		
Ат-VI	10	11 150	13 150	1,99
Ат-V	12	9150	11 500	1,85
А-IIIв	14	7270	7510	1,92

Зона анкеровки термически упрочненных сталей классов Ат-V и Ат-VI, а также класса А-IIIв (характеристики стали приведены в табл. 30) изучалась для легкого бетона, где заполнителем был принят тедзамит. Эти работы выполнялись инж. Л. И. Урушадзе под руководством автора. Прочность заполнителя в цилиндре $R_{цил}=50$ *кгс/см²*; $\gamma_п=972$ *кг/м³*; $\gamma_щ=992$ *кг/м³*. Для сопоставления были изготовлены также образцы из тяжелого бетона. Примененные составы по сериям сведены в табл. 31. В качестве вяжущего был применен шлакопортландцемент Рустависского завода марки 400.

Таблица 31

№ п/п	Вид бетона	№ серий образцов	Состав бетона на 1 *м³* в *кг*			
			Ц	*П*	*Щ*	*В*
1	Легкий	I, II (Ат - VI)	393	393	659	315
2		III, IV (Ат - VI)	497	398	627	318
3		I, II (Ат - V)	440	390	640	290
4		III, IV (Ат - V)	516	374	563	312
5		I, II (А - IIIв)	538	383	598	321
6		III, IV (А - IIIв)	435	405	655	305
7		I, IV (Ат-VI), I, III (Ат - V)	350	700	1170	190
8		I, II, III (Ат-IIIв)	315	558	1310	190

Балки размером 12×22×200 *см* изготовлялись в металлической форме, снабженной в торцах упорами, позволяющими осуществить электротермическое натяжение арматуры. Форма была сконструирована так, что на одном поддоне на четырех линиях

можно было изготовить 12 образцов (три в линию). Балки армировались одним стержнем в растянутой зоне; изготовлялись они в заводских условиях. Усилие предварительного напряжения контролировалось прибором ПРД-6. Набор прочности производился путем пропаривания бетона в пропарочной камере по режиму 3+8+3 *ч*. Усилие предварительного напряжения передавалось на затвердевший бетон путем резки стержней автогенным аппаратом. Методика определения $l_{ан}$ соответствовала описанной выше.

В табл. 32 приведены полученные результаты. Как видно из таблицы, зона анкеровки зависит от R_o и σ_o. Сопоставление полученных результатов тяжелого и легкого бетонов производилось по зависимости

$$l_{ан}^{л.б\ (усл)}\, k_1\, k_2 = l_{ан}^{т.б}, \qquad (55)$$

где $l_{ан}^{л.б\ (усл)}$ — условная для сопоставления с тяжелым бетоном длина зоны анкеровки;

$$k_1 = \frac{R_o^{л.б}}{R_o^{т.б}}; \quad k_2 = \frac{\sigma_o^{т.б}}{\sigma_o^{л.б}};$$

$l_{ан}^{т.б}$ — замеренная величина зоны анкеровки в тяжелом бетоне.

Как видно из проведенного таким образом сопоставления (табл. 32), анкеровка арматуры в легком бетоне не хуже, чем в тяжелом, а в некоторых образцах даже несколько лучше. В [124] зону анкеровки исследованных видов сталей рекомендуется определять по формуле (52), принятой для высокопрочной проволоки и прядей, причем значение $k_{ан}$ для указанных сталей рекомендуется принимать 15—20, т. е. почти постоянной независимо от R_o. Как показали наши исследования, $k_{ан}$ зависит от R_o. Полученные значения $k_{ан}$ от R_o приведены на рис. 45. Обработка

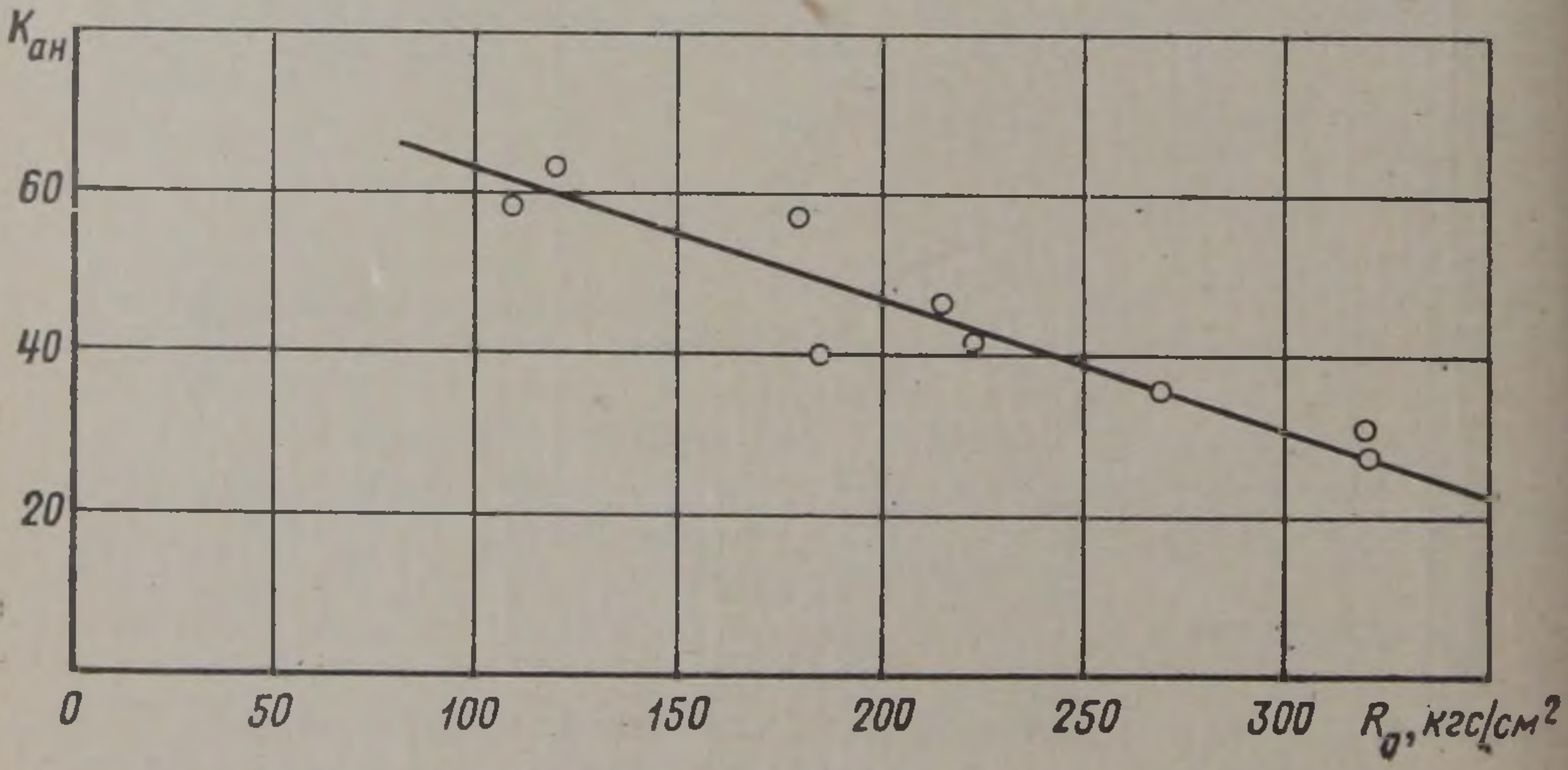


Рис. 45. Зависимость $k_{ан}$ от R_o для стержневой арматуры

полученных точек методом математической статистики позволила написать следующую зависимость:

$$k_{ан} = 79{,}2 - 0{,}1615\,R_o. \quad (56)$$

Зависимость (56) может быть распространена на прочности бетона R_o от 100 до 320 *кгс/см²*, т. е. для применяемых в настоящее время конструктивных легких бетонов. Мера разброса опытных данных вокруг полученной зависимости (56) оказалась равной $\Sigma_y = \pm 44$. Значимость ее проверялась по критерию Фишера и для 5%-ного уровня значимости $F^{0,95} = 7{,}4 > 2{,}33$, т. е. полученное уравнение не случайно.

Определив из (56) значение $k_{ан}$, по уравнению (52) мы можем подсчитать величину $l_{ан}$ для проектной прочности бетона R_o. Подсчитанные по рекомендуемым формулам (52) и (56) значения $l_{ан}$ хорошо согласуются с данными, приведенными в [54].

При индустриальном изготовлении предварительно напряженных конструкций следует учесть, что температура бетона после его прогрева влияет на величину зоны анкеровки: чем выше температура бетона, тем больше длина зоны анкеровки. В связи с этим были проведены специальные исследования [59]. Выяснилось, что при $t = 77°C$ сцепление в 1,2—1,82 раза меньше, чем при $t = 18°C$ для высокопрочной проволоки. Эти ис-

Таблица 32

Вид бетона	№ серий	R_o, кгс/см²	σ_o, кгс/см²	$l_{ан}^{оп}$, см	$k_1 = \frac{R_o^{л.б}}{R_o^{т.б}}$	$\frac{l_{ан}^{усл}}{l_{ан}^{т.б}}$	$l_{ан}^{усл} k_1 k_2 l_{ан}^{оп}$	$k_2 = \frac{\sigma_o^{т.б}}{\sigma_o^{л.б}}$	$k_{ан}^{оп} = \frac{l_{ан}^{оп} \cdot 10\,000}{d\,\sigma_o}$	$l_{ан}$ по формулам (52) и (56)	$\frac{l_{ан}}{l_{ан}^{оп}}$%
Легкий	I, II(VI)	120	7850	52,2	0,375	0,922	18,9	0,958	63	47,7	−9
	III, IV(VI)	180	7510	43	0,562	1,175	24,15	1	57,2	38,5	−10,5
	I, II(V)	215	5595	30,5	0,672	1,005	18,1	0,882	45,4	30,8	+0,3
	III, IV(V)	269	4750	20,5	0,84	0,995	17,9	1,037	36	21	+2,5
	I, II(IIIв)	185	4560	25,5	0,83	0,793	20,2	0,953	40	32,2	+26
	III, IV(IIIв)	109	4645	38	0,488	0,683	17,4	0,938	58,7	40,6	+7
Тяжелый	I, IV(VI)	320	7505	20,5	—	—	—	—	27,3	21,1	+3
	II, III(V)	320	4925	18	—	—	—	—	30,4	17,1	−5
	I, IV(IIIв)	223	4355	25,5	—	—	—	—	41,8	27	+5,8

следования проведены на тяжелом бетоне. Для легких бетонов таких исследований не проводилось; однако при изготовлении конструкций следует обратить внимание на указанное обстоятельство и передачу усилий предварительного напряжения на бетон при любых видах сталей производить после его остывания.

2. Усадка легкого бетона и железобетона

Причины усадки бетона, т. е. его объемного сокращения при твердении на воздухе, — нарушение гигрометрического равновесия влажного капиллярно-пористого бетона с воздухом, а также химические и физические процессы, происходящие в гелевой структурной составляющей цементного камня [5, 7, 146, 150, 153, 165, 178, 179].

Здесь мы перечислим только основные факторы, влияющие на усадку бетона. Это вид и сорт цемента, состав бетона, вид заполнителя, его модуль упругости и гранулометрический состав, водоцементное отношение, возраст бетона к началу высыхания, размеры образцов, характер высыхания, температура среды и ее влажность.

Процесс усадки длительный и затухающий. На практике считают, что затухание продолжается до 1—2 лет. Основная часть усадки проходит в первые 4—6 месяцев. Для количественной оценки ее величины пользуются предельной относительной деформацией усадки — $\varepsilon_{у.к}$, и процесс ее протекания во времени принимают по зависимости

$$\varepsilon_у(t) = \varepsilon_{у.к}(1 - e^{-b\,t}), \qquad (57)$$

где $\varepsilon_у(t)$ — относительная деформация усадки к произвольному моменту времени t; b — численный коэффициент, определяемый по опытам.

Пользование зависимостью (57) при практических расчетах затруднительно, так как для разных бетонов значения $\varepsilon_{у.к}$ и коэффициента b различны. Следовательно, для практических расчетов нужно принять более простую и вместе с тем не менее точную зависимость, позволяющую по экспериментальным данным получить осредненное значение.

Этот вопрос изучался для учета потерь предварительного напряжения в арматуре в предварительно напряженных конструкциях из легкого бетона от усадки. В нормах [139] приведены потери обычного бетона любой прочности в размере 400 *кгс/см*^{2} или 300 *кгс/см*^{2} в зависимости от того, осуществляется предварительное напряжение на упоры или на затвердевший бетон. Указанные значения усредненные и могут быть уточнены. В [38] отмечается, что потери от усадки для легких бетонов недостаточно изучены, имеют бо́льшие значения, чем для тяжелых бетонов, и должны приниматься по опытным данным.

Легкие бетоны имеют и другие особенности. Так как прочность заполнителя здесь невелика, для получения высоких ма-

рок бетона требуется больший расход теста; если истинное $В/Ц$ у легких бетонов примерно такое же, что и у тяжелых, то водопоглощение заполнителя существенно разное — вода вначале отсасывается заполнителем, а затем постепенно отдается обратно [131]. В [79] делается предположение, что вода, поглощенная заполнителем, частично является причиной большей усадки легких бетонов. Основная часть деформаций усадки в легких бетонах протекает более длительное время, чем у тяжелых. Это, по-видимому, также можно объяснить влиянием поглощенной заполнителем воды с последующей ее отдачей [49].

Кроме того, зависимость между усадкой и влажностью обычного бетона, как показано в [5], носит линейный характер, тогда, как для легких бетонов, она нелинейна [45], что связывается со структурой легкого бетона и возрастающим влиянием капиллярных явлений.

Учитывая сказанное, можно заключить, что усадка легкого бетона будет меняться в зависимости от его вида и прочности. Учитывая, что прочность бетона R интегрально включает в себя многие из перечисленных факторов, влияющих на усадку, был собран имеющийся экспериментальный материал по усадке легких бетонов и обработан совместно с полученными нами данными. С учетом Норм [139] на графике рис. 46 нанесены данные по усадке в зависимости от прочности бетона в возрасте 100 дней.

Как видно из графика, разброс точек весьма существенный, но ясно видна тенденция возрастания величины усадки с увеличением прочности. Столь большой разброс связан с разными условиями эксперимента и возраста бетона с начала замера деформаций.

Учитывая эти обстоятельства, для получения эмпирической зависимости, связывающей величину усадки бетона с его прочностью, мы привлекли математическую статистику. Методом наименьших квадратов была получена зависимость

$$\varepsilon_y = 12{,}7\sqrt[4]{R}\cdot 10^{-5}. \qquad (58)$$

Мера разброса опытных данных вокруг полученной зависимости (58) оказалась равной $\Sigma_y = \pm 4{,}13$. Значимость полученного уравнения проверялась по критерию Фишера $F = \frac{\sigma^2}{\Sigma y^2}$, где

$\sigma^2 = \frac{(y_i - \bar{y})^2}{N}$ (y_i — среднее опытное значение y, соответствующее x_i; $\bar{y}$ — среднее y; N — число опытных точек), а Σ_y^2 — остаточная дисперсия, подсчитываемая по формуле

$\sum y^2 = \frac{(y_i - \bar{y}_i)^2}{N}$ ($\bar{y}_i$ — значение y_i, подсчитываемое по формуле (58) для данных x_i).

Значение F (для $k_1 = N - 1 = 48$; $k_2 = N - n - 1 = 47$, где

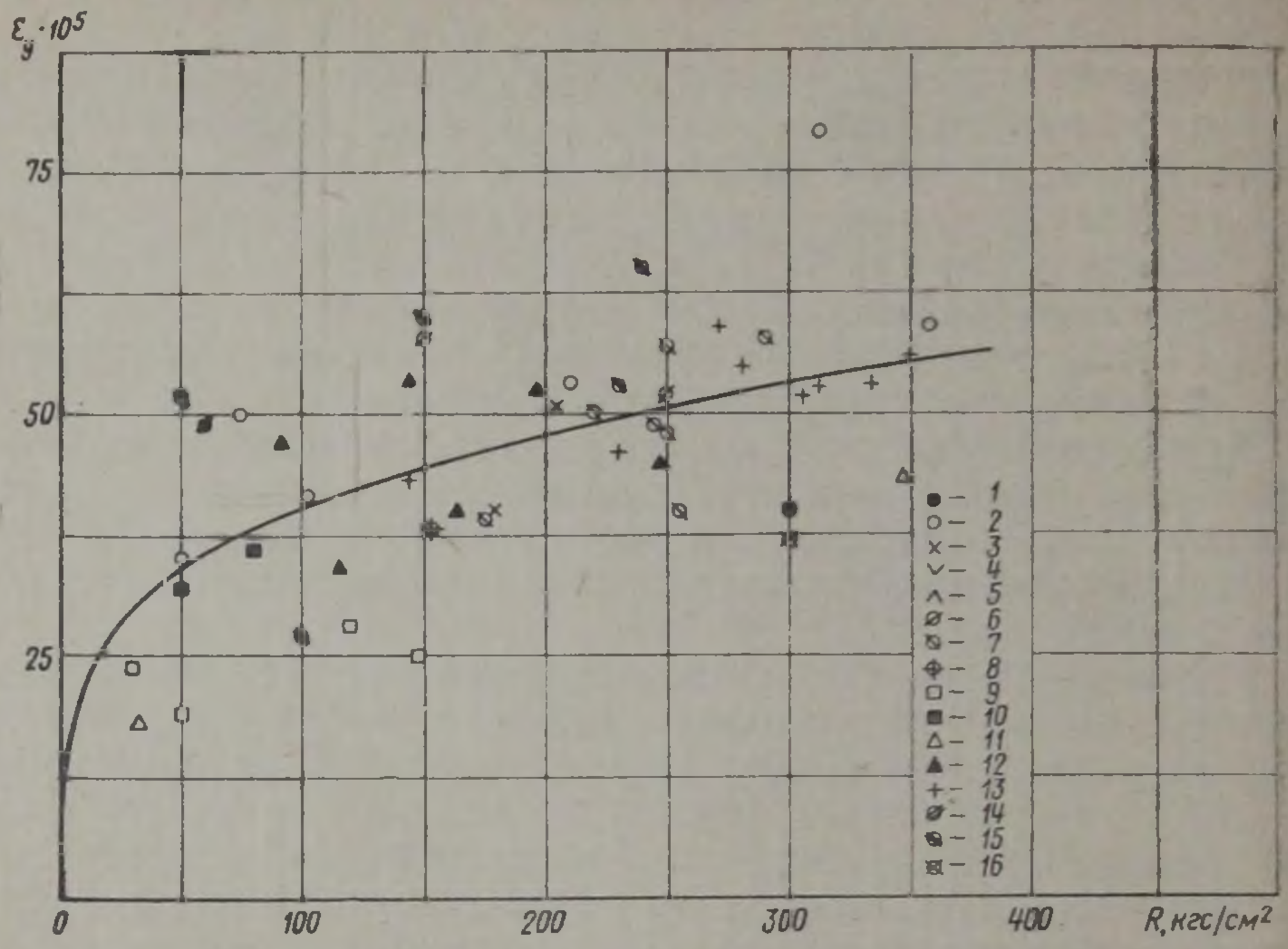


Рис. 46. Усадка легкого бетона за 100 дней в зависимости от прочности бетона на сжатие

данные: *1* — Васильковского [26]; *2* — Саркисян, Давтян [126, 127]; *3* — Карапетяна, Котикяна [61, 62]; *4* — Танакова [142]; *5* — Коровкина [72]; *6* — Нациевского [96]; *7* — Мешкаускаса [88, 89]; *8* — Бабича и др. [12]; *9* — Бужевича [21]; *10* — Кудрявцева [75]; *11* — Попко, Григорьева [121]; *12* — Бужевича, Корнева [22]; *13* — Прейса и Гордона [22]; *14* — Панасюженкова [101]; *15* — Хуторянского, Цацкиной [152]; *16* — Корзуна [67]

n — число независимых переменных): $F^{0,95} = 4{,}32 > 1{,}39$ (для 5% уровня значимости). Следовательно, полученное уравнение не случайно.

Уравнение (58) позволяет получить деформацию усадки за 100 дней. В случае, когда требуется определить величину усадки для другого срока, полученные значения необходимо умножить на коэффициент β. Для тяжелого бетона в [19, 139] приводится формула для определения β. Однако подсчитанные по этой формуле β не соответствуют опытным значениям для легких бетонов.

На рис. 47 приведены результаты различных исследователей (условные обозначения соответствуют принятым на рис. 46), касающиеся зависимости β от t. С использованием метода наименьших квадратов была получена зависимость

$$\beta = \frac{t}{0{,}5\,t + 50}. \qquad (59)$$

Мера разброса оказалась равной $\Sigma_y = \pm 0{,}083$. Значимость же уравнения (59) опять-таки проверялась по критерию Фишера и получилась равной $F^{0,95} = 19{,}85 > 1{,}39$, т. е. уравнение (59) не случайно.

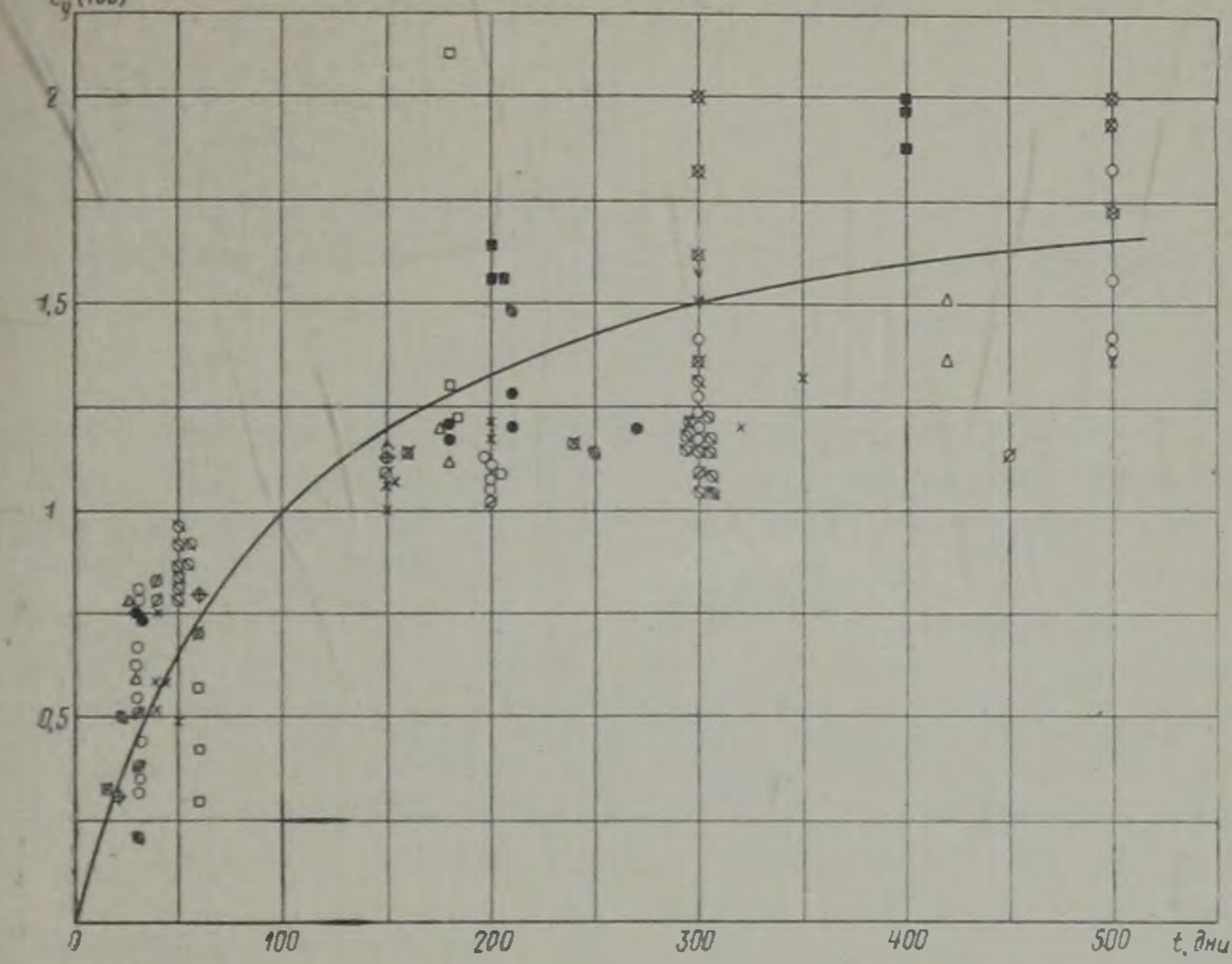


Рис. 47. Зависимость β от возраста бетона. Обозначения см. на рис. 46

Как указывалось выше, величина усадки бетона зависит от влажности среды и масштабного фактора. Достаточного количества данных по легким бетонам для определения этих параметров пока нет; поэтому предлагается учет этот вести вводом коэффициентов η_1 и η_2, полученных в [146] на основании обработки большого количества опытных данных по тяжелому и частично легкому бетону. При накоплении опытных данных по легкому бетону эти коэффициенты могут быть уточнены.

Коэффициент η_1, учитывающий влияние влажности среды, согласно [176], может быть принят следующих значений:

очень сухая (< 20 %)	1,4
сухая (20—40 %)	1,3
нормальная (50—60 %)	1
влажная (60—75 %)	0,85
мокрая (> 75 %)	0,7

Коэффициент η_2, учитывающий масштабный фактор, может быть принят также по [146], но с некоторым изменением. В [146] рекомендуется $\eta_2 = 1$ принимать при наименьшем размере поперечного сечения 20 *см*. На графике рис. 46 отложены экспериментальные данные, полученные в основном на образцах-призмах сечением 10×10 *см*. Поэтому в нашем случае $\eta_2 = 1$

принимается для наименьшего размера поперечного сечения 10 *см*. Для других размеров можно принять:

5 *см*	1,3	40 »	0,7
10 »	1	60 »	0,6
20 »	0,9	80 »	0,5

С учетом указанных коэффициентов расчетная величина усадки легкого бетона может быть определена из выражения

$$\varepsilon_y = 12{,}7 \sqrt[4]{R}\,\beta\,\eta_1\,\eta_2. \qquad (60)$$

На усадку бетона существенно влияет содержание арматуры. Имеются теоретические работы по учету влияния арматуры на усадку бетона [7, 17, 146]. Расчет по [7] не может быть произведен при проектировании, он связан с необходимостью установления специальных коэффициентов для рассматриваемого бетона из результатов по ползучести, которые существенно меняются в зависимости от вида и состава бетона. Предложения [17] более просты, но недостаточно проверены экспериментально, а в [146] величина коэффициента, учитывающего влияние армирования η_a на усадку, ставится в зависимость от характеристики ползучести:

$$\varphi_t = \frac{\varepsilon_п(t)}{\varepsilon_o},$$

где $\varepsilon_п(t)$ — относительная деформация ползучести к моменту времени t;

ε_o — относительная упругая деформация в момент загружения.

При проектировании неизвестно, сколько и когда принять φ_t, поэтому при определении η_a возникают некоторые затруднения.

Экспериментальных работ по влиянию армирования на величину усадки легкого бетона очень мало [26, 72 108], да и для тяжелого бетона также [33, 83, 149]. Все они проведены на различных видах легкого заполнителя, в различных условиях, некоторые в отрыве от определения ползучести бетона поэтому их сопоставление и применение при сопоставлении указанных выше теорий весьма затруднительно, а порой и невозможно. Для такого сопоставления необходим единый эксперимент с параллельным исследованием усадки и ползучести как на бетонных, так и на железобетонных образцах. Пока же сделана попытка учесть имеющиеся опытные данные и, прибегнув к статистической обработке, определить значение η_a. Опытные значения коэффициента η_a в зависимости от $n\mu$ ($n = E_a/E_б$, μ — коэффициент армирования) по данным различных исследователей приведены на рис. 48. Там же приведены рекомендуемые в [17, 146] кривые изменения η_a в зависимости от $n\mu$. Методом наименьших квадра-

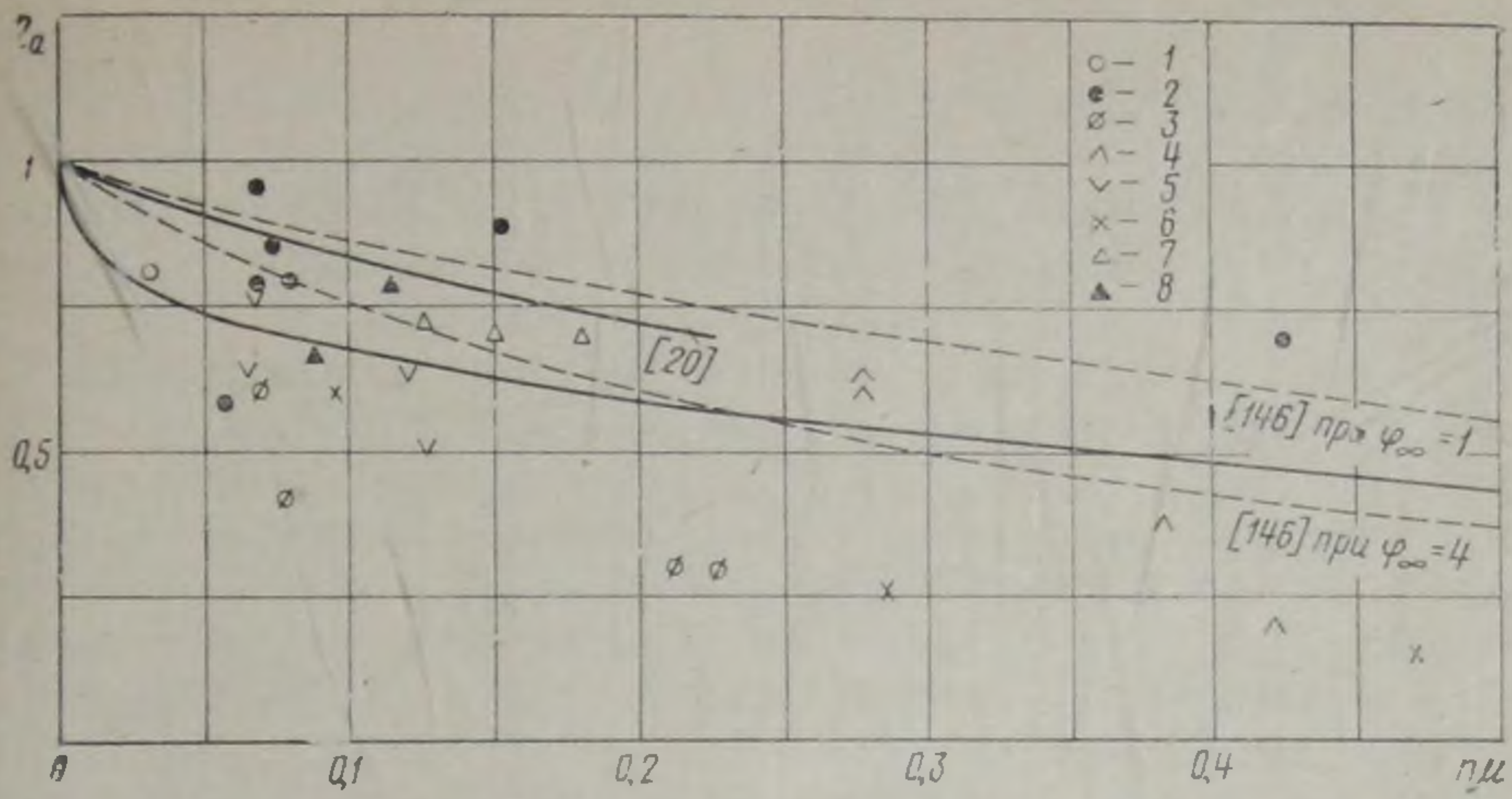


Рис. 48. Зависимость η_a от $n\mu$

данные: *1* — автора; *2* — Голышева [33]; *3* — Фрайфельда [149]; *4* — Коровкина [72]; *5* — Васильковского [26]; *6* — Людковского [83]; *7* — Радкевича, легкий бетон [123]; *8* — Радкевича, тяжелый бетон [123]

тов была получена зависимость, которая с некоторым упрощением записывается в следующем виде:

$$\eta_a = 1 - 0{,}7\sqrt[3]{n\mu}. \tag{61}$$

Мера разброса опытных данных вокруг зависимости (61) составила $\Sigma_y = \pm 0{,}117$. Значимость уравнения (61), проверенная по критерию Фишера, оказалась

$$F^{0,95} = 1{,}92 > 1{,}90,$$

т. е. уравнение (61) неслучайное.

Знание коэффициента η_a с достаточной для практики точностью позволяет определить величину усадки железобетонных элементов по формуле

$$\varepsilon_y^{ж.б} = \varepsilon_y^{б}\,\beta\,\eta_1\,\eta_2\,\eta_a, \tag{62}$$

где коэффициенты легко определяются по имеющимся в распоряжении проектировщика данным.

Формула (62) позволяет также с большей точностью, чем рекомендации Норм [139], определить потери предварительного напряжения в арматуре от усадки (Нормы рекомендуют принимать постоянное значение потерь напряжения от усадки независимо от перечисленных выше параметров). Эти потери составят

$$\sigma_{\text{потерь}}^{\text{усадки}} = \varepsilon_y^{ж.б} E_a. \tag{63}$$

3. Ползучесть легкого бетона и железобетона

Под ползучестью понимается, как известно, способность тела деформироваться при длительно действующих напряжениях. Эти деформации могут быть вызваны как внешними силами, так и усадкой, изменением влажности, температуры и другими воздействиями.

На явление ползучести впервые обратил внимание в 1905 г. Консидер. Затем начались углубленные исследования ползучести бетона как в СССР, так и за рубежом. Были созданы различные теории, основанные на феноменологическом подходе. Однако, по правильному замечанию Н. Х. Арутюняна, эти теории пока еще очень далеки от возможности количественного описания ползучести бетона, находящегося в сколько-нибудь сложных условиях нагружения [7].

Из существующих теорий наиболее признанной считается наследственная теория старения (Г. И. Маслов, Н. Х. Арутюнян, С. В. Александровский, П. И. Васильев, А. П. Гвоздев, И. Я. Панарин, И. Е. Прокопович и др.). Тем не менее пользование полученными по этой теории уравнениями при проектировании затруднено необходимостью в различных опытных коэффициентах, которые для разных бетонов и условий получаются существенно различными. Если по тяжелому бетону накоплен значительный экспериментальный материал, по легкому бетону опытов очень мало, тем более если учесть широкое разнообразие легких заполнителей и бетонов на их основе.

Как показывают опыты, ползучесть легких бетонов несколько больше, чем тяжелых. При приготовлении бетонной смеси заполнители поглощают часть воды и затем по мере твердения бетона отдают ее обратно. Чем больше сохраняется в заполнителях поглощенная вода, тем дольше поддерживается влажный режим в бетоне, что, в свою очередь, ведет к уменьшению ползучести. Но при приготовлении легкого конструктивного бетона расходуется больше цемента. Пластическая же деформация бетона происходит за счет ползучести цементного камня, поэтому ползучесть легких бетонов должна быть больше. Однако ползучести цементного камня противодействует заполнитель, а в легких бетонах модуль упругости заполнителя значительно меньше, чем в тяжелых. Перечисленные факторы и являются в основном причиной большей величины ползучести легких бетонов.

Ползучесть легких бетонов изучалась на литоидно-пемзобетонных призмах размером $10\times10\times40$ *см*, загруженных в пружинных установках в возрасте 7, 14 и 28 дней при напряжении 70 *кгс/см*^{2}. Прочность бетона $R_7=161$ *кгс/см*^{2}, $R_{28}=245$ *кгс/см*^{2}. Полученные результаты, за вычетом усадки бетона, замеряемой на незагруженных призмах, приведены на рис. 49. Так как эти результаты были недостаточны для выявления общей закономерности, они обработаны вместе с имевшимся эксперименталь-

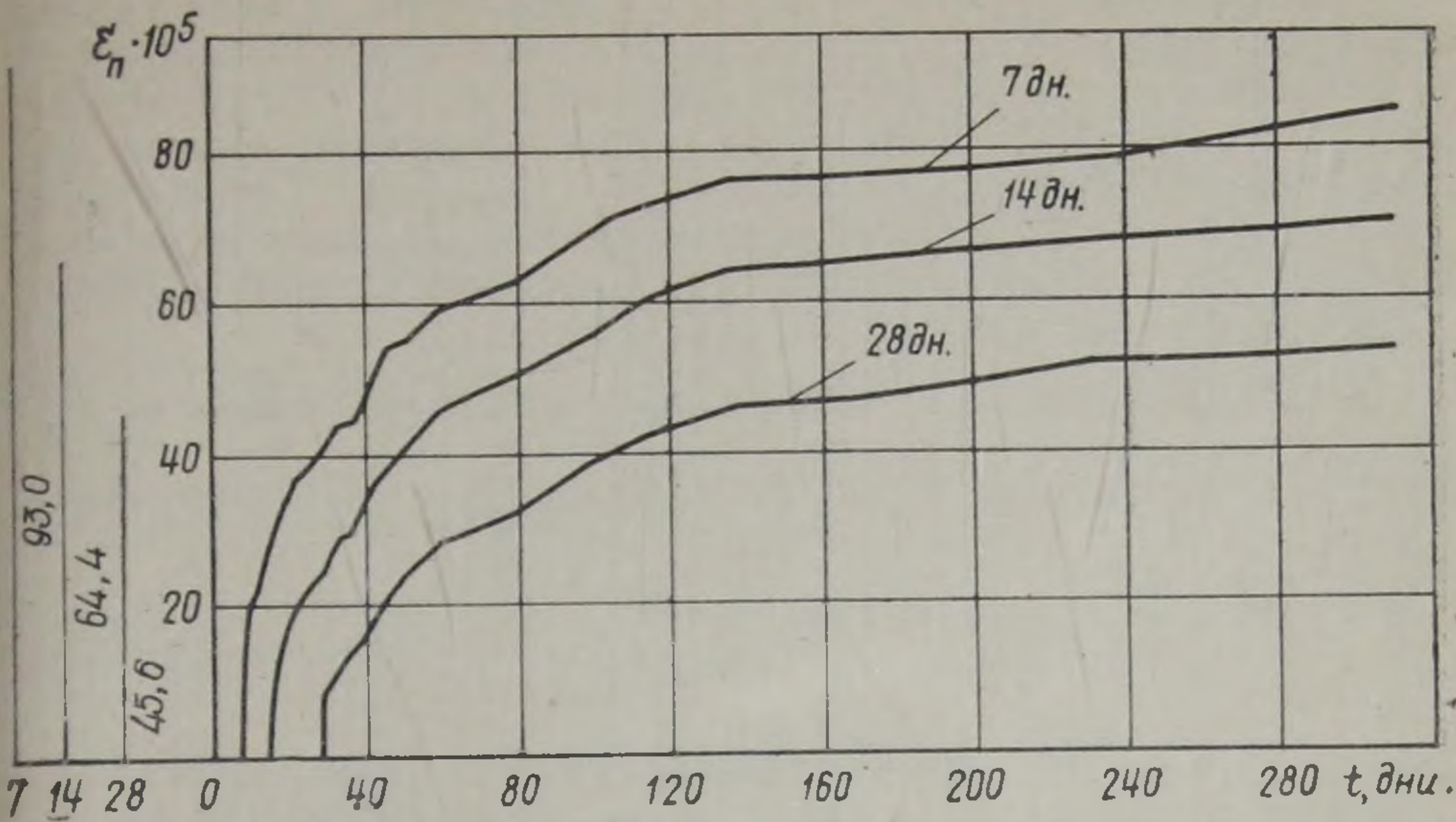


Рис. 49. Нарастание деформаций ползучести литоиднопемзобетонных призм

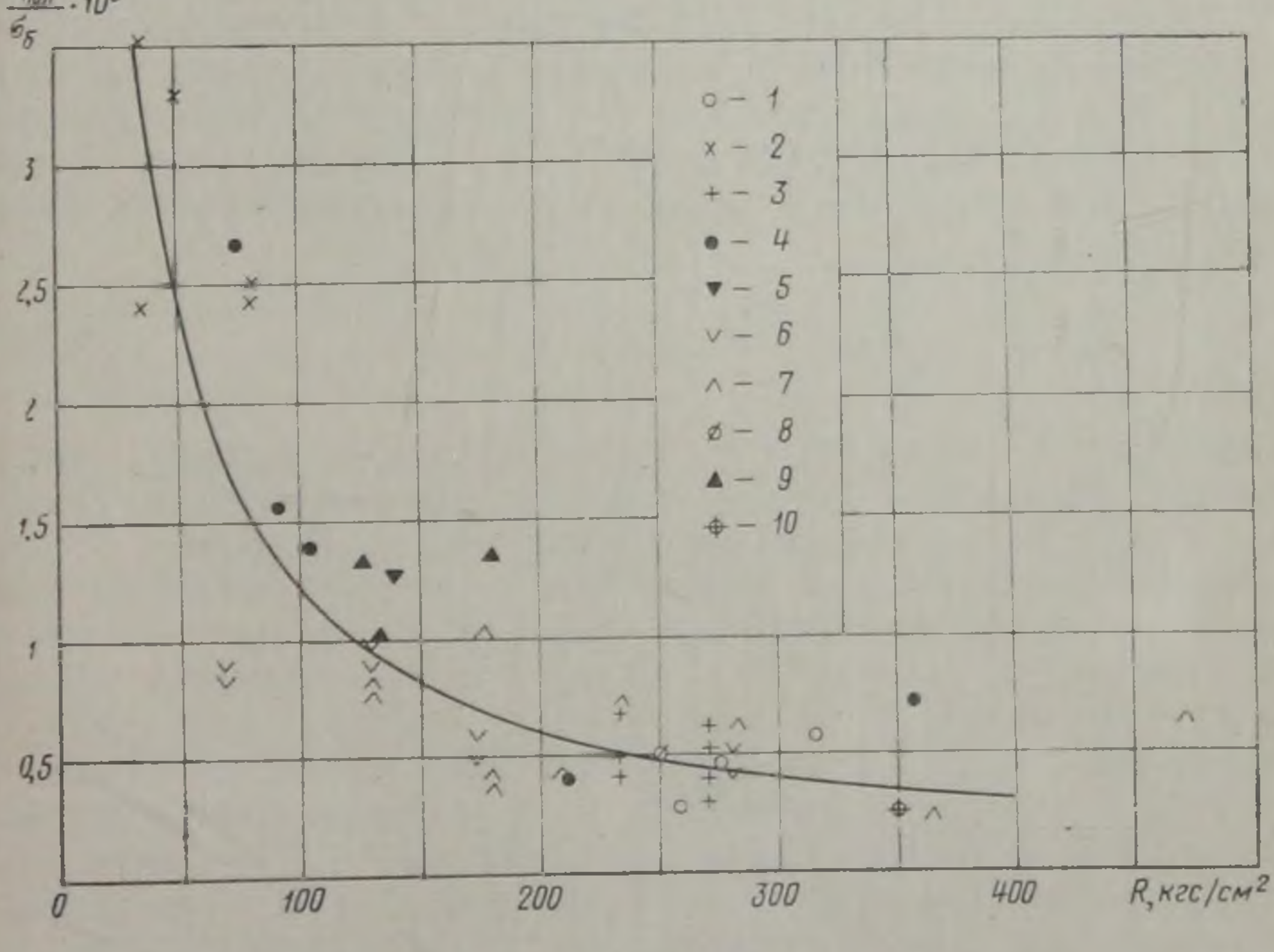


Рис. 50. Зависимость $\varepsilon_{пола}/\sigma_б$ от R

данные: *1* — автора, литоиднопемзобетон; *2* — Мешкаускаса, керамзитобетон [88, 89]; *3* — Корзуна, аглопоритобетон [67]; *4* — Саркисян [126, 127]; *5* — Коровкина, керамзитобетон [72]; *6* — Танакова, золобетон [142]; *7* — Кудрявцева, керамзитобетон [76]; *8* — Дмитриева, шлакопемзобетон [37]; *9* — Карапетяна, шлакобетон и литоиднопемзобетон; *10* — Корнева, Морозенского и Бокмана, керамзитобетон [70]

ным материалом (рис. 50) и нанесены на график в виде удельных деформаций ползучести, полученных при напряжениях в бетоне $\sigma_б \leqslant 0{,}5\ R$, т. е. соответствующих принятому уровню линейной ползучести. Из графика видно, что деформация ползучести, приходящаяся на 1 *кгс/см²* напряжения ($\varepsilon_{полз}/\sigma_б$), зависит от прочности бетона R и чем R больше, тем $\varepsilon_{полз}/\sigma_б$ меньше. Имеющийся разброс точек позволяет судить, что между этими величинами есть определенная функциональная связь.

По данным рис. 50 построен график зависимости $\varepsilon_{полз}$ от $\frac{\sigma_б}{R}$ (рис. 51), из которого видно, что между $\varepsilon_{полз}$ и $\frac{\sigma_б}{R}$ имеется линейная связь вида

$$\varepsilon_{полз} = 0{,}0012\,\frac{\sigma_б}{R}; \qquad (64)$$

это показывает, что деформация ползучести в легких бетонах зависит не от прочности бетона, а только от интенсивности напряжения. Такое утверждение верно в пределах линейной ползучести (опытные данные соответствуют этому уровню нагружения), когда $\sigma_б \leqslant 0{,}5R$. Формула (64) получена для 100 дней деформации. Для других сроков может быть использован коэффициент β из выражения (59). Помимо этого, из п. 2 настоящей главы, по-видимому, могут быть использованы коэффициенты η_a, η_1 и η_2. Такой подход оправдан, так как экспериментальных данных для уточнения этих коэффициентов пока недостаточно. Тогда формула для определения деформации ползучести легких бетонов примет вид

$$\varepsilon_{полз} = 0{,}0012\,\frac{\sigma_б}{R}\,\eta_1\,\eta_2\,\eta_a\,\beta. \qquad (65)$$

Ползучесть легких бетонов, по литературным данным, определяется обычно на бетонных призмах, где напряжения создаются в пружинных или рычажных установках. В первых усилие обжатия поддерживается постоянным путем периодической подтяжки пружин. Железобетонные конструкции имеют меньшую величину усадки и ползучести; кроме того, при создании усилия предварительного напряжения в бетоне предварительно напряженных конструкций сила становится уже не постоянно действующей, а постепенно падающей из-за усадки и ползучести бетона. Учитывая это, мы провели специальные эксперименты, где деформации усадки и ползучести замерялись на железобетонных, центрально обжатых силами предварительного напряжения арматуры элементах размером 20×22×250 *см*, армированных также конструктивной арматурой. В этих опытах величина обжатия и конструктивное армирование принимались равными величинам, которые имеют место при проектировании предвари-

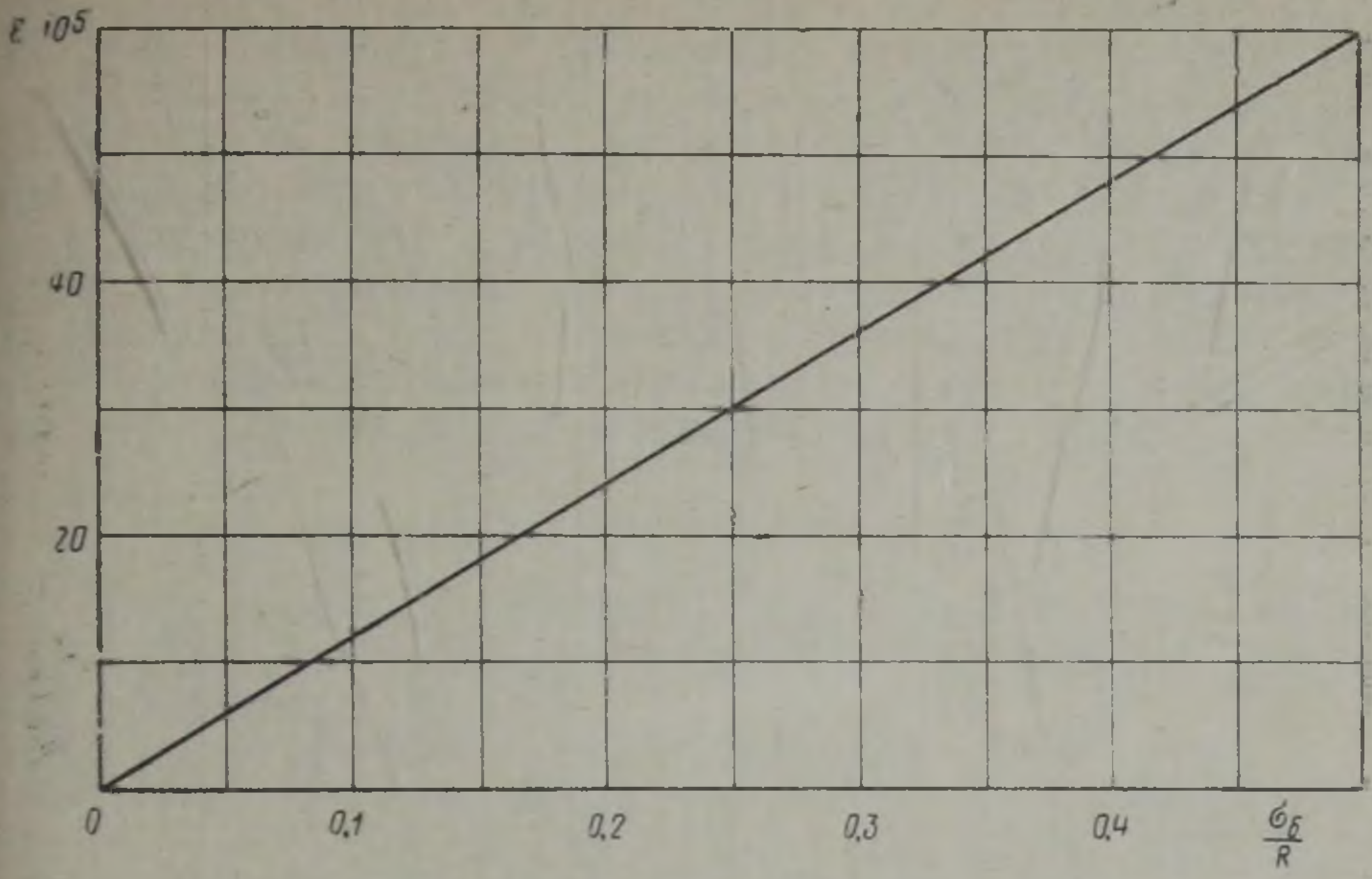


Рис. 51. Зависимость $\varepsilon_{полз}$ от $\sigma_б/R$

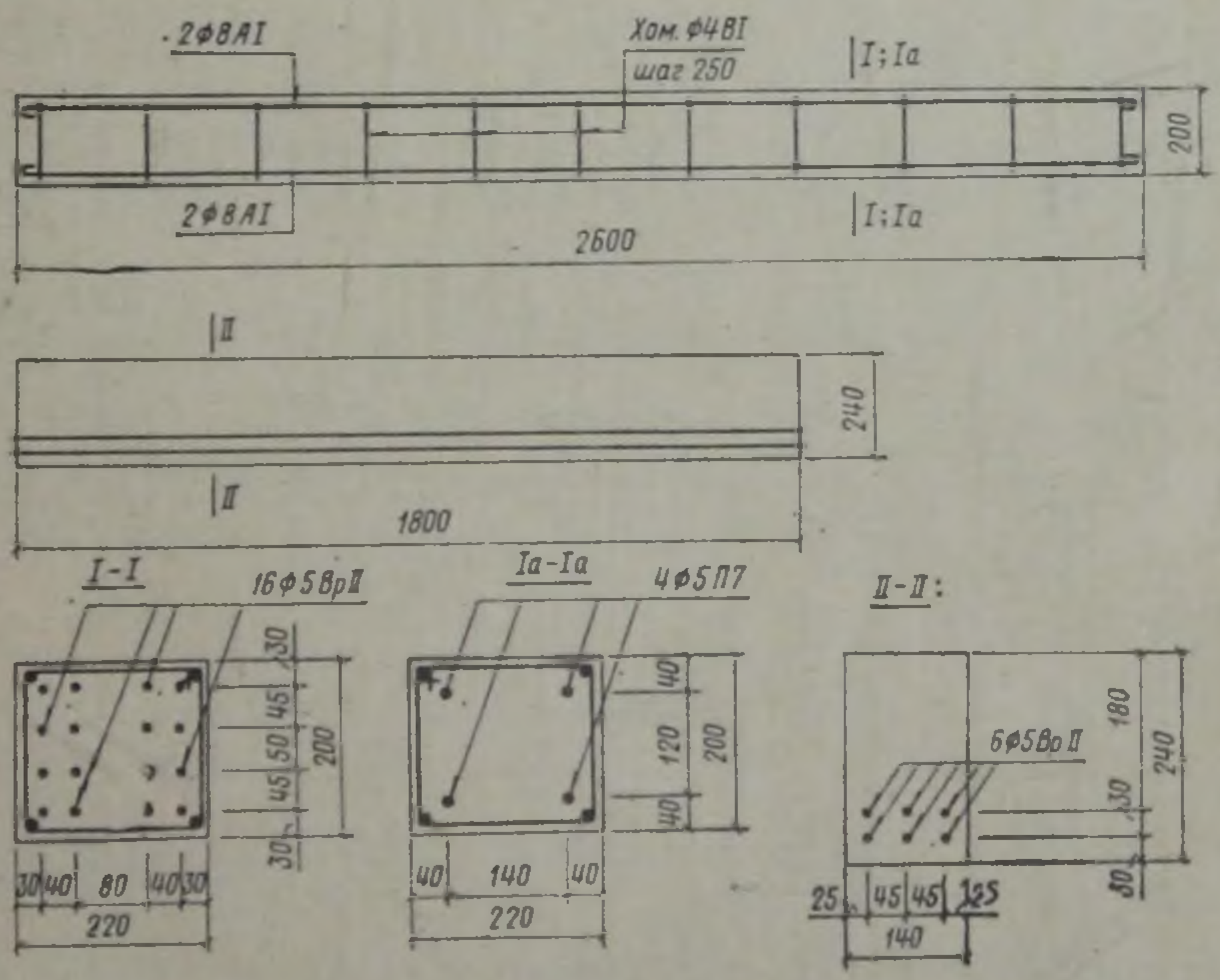


Рис. 52. Экспериментальные образцы для исследования ползучести легкого бетона

тельно напряженных железобетонных конструкций. Усилие предварительного напряжения создавалось в элементах I серии 16 проволоками диаметром 5 *мм* (R_a = 15 450 *кгс/см*^{2}), во II и III сериях четырьмя семипроволочными прядями № 15 (R_a = = 15 000 *кгс/см*^{2}) и в IV серии шестью высокопрочными проволоками диаметром 5 *мм* (R_a = 15 000 *кгс/см*^{2}). Чертеж экспериментальных образцов приведен на рис. 52. Заполнителем для бетона служила литоидная пемза, вяжущим был портландцемент Араратского и Руставского заводов. Составы примененных бетонов и полученные прочности приведены в табл. 33.

Таблица 33

№ серии	Состав бетона на 1 *м*^{3} в *кг*				Активность цемента в *кгс/см*^{2}	Возраст бетона при обжатии в сутках	Прочность бетона при обжатии в *кгс/см*^{2}	Напряжения в бетоне при обжатии в *кгс/см*^{2}	Количество близнецов
	Ц	*П*	*Щ*	*В*					
I	280	665	665	250	470*	7	187	57,3	3
II	550	430	540	330	500*	6	277	105,5	3
III	620	405	500	312	400*	13	259	138,5	3
IV	555	603	490	258	372	20	427	67,5	2

* Активность цемента приведена в соответствие с ГОСТ 310—62 путем уменьшения результатов на 100 *кгс/см*^{2}.

Балки изготовлялись на стенде, причем близнецы выполнялись в одну линию. После изготовления балки хранились в лабораторном помещении при колебании температуры 21—29°С и влажности 50—70%. Замеренные полные деформации приведены в табл. 34.

Таблица 34

Номер серий	Продолжительность замера деформаций в сутках	Полная деформация (усадка + ползучесть) $\varepsilon \cdot 10^5$	Полная деформация, подсчитанная по формулам (62) и (65), $\varepsilon \cdot 10^5$	Расхождения опытных и теоретических величин в %	Ненапряженная арматура	Предварительно напряженная арматура
I	100	51,5	50,2	—2,5	4∅8	16∅5
II	100	81,5	60,3	—26		4×7∅5
III	100	61	67,9	+11,1		4×7∅5
IV	80	48,7	48,7	0		6∅5

Сопоставление полученных опытных значений полных деформаций (усадка+ползучесть) с теоретическими, подсчитанными по формулам (62) и (65) с учетом начала замера деформаций и

продолжительности замера, сделано также в табл. 34. Из таблицы видно, что выведенные на основании испытания бетонных и железобетонных призм зависимости удовлетворительно совпадают с независимо проведенным экспериментом на предварительно напряженных балках; поэтому они могут быть применены при определении потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести путем умножения полученных величин на модуль упругости арматуры.

Глава IV. РАСЧЕТ ЛЕГКОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

1. Центрально растянутые элементы

Такие элементы конструкций, как затяжки арок, нижние пояса ферм, тонкие стенки резервуаров, испытывают центральное растяжение.

Несущая способность центрально растянутого элемента не может быть связана с прочностью бетона на растяжение: после образования трещин вся внешняя нагрузка будет восприниматься только арматурой. Поэтому расчет таких элементов по несущей способности ведется по формуле

$$N = R_a F_a. \tag{66}$$

Для предварительно напряженных элементов при проверке сечения в пределах зоны анкеровки R_a в формуле (66) нужно вводить в зависимости от рассматриваемого сечения. Длина зоны анкеровки определяется согласно п. 1 главы III, а напряжение в арматуре в сечении в пределах длины зоны анкеровки может быть принято изменяющимся по линейному закону от нуля на торце до максимума на конечном участке длины анкеровки, что пойдет в запас.

Трещиностойкость железобетонных элементов при растяжении связана как с прочностью бетона на растяжение, так и с его предельной растяжимостью. Внешняя сила будет восприниматься бетонным сечением и арматурой. Вследствие совместности деформаций можно записать

$$N_т = R_р F_б + \varepsilon_{пр} E_a F_a, \tag{67}$$

где $\varepsilon_{пр}$ — предельная деформация бетона на растяжение, равная по нашим данным (30—40) 10^{-5}.

Принимая $\varepsilon_{пр} = 30 \cdot 10^{-5}$ и $E_a = 2 \cdot 10^6$, получим

$$N_т = R_р F_б + 600 F_a. \tag{68}$$

Однако арматура не предотвращает появления трещин, так как при усадке, сжимаясь, вызывает растягивающие напряжения в бетоне, иногда приводящие к образованию трещин даже при отсутствии внешней нагрузки. Наиболее эффективный способ увеличить нагрузку трещинообразования — создать предварительное напряжение. Тогда нагрузка трещинообразования при ус-

ловии повышенной растяжимости легких бетонов по СНиП [139] может быть рассчитана по формуле

$$N_т = R_р F_б + (600 - \sigma_а) F_а + (600 + m_т \sigma_о) F_и, \qquad (69)$$

где $\sigma_а$ — величина сжимающих напряжений в ненапрягаемой арматуре принимается равной: 1) в стадии обжатия бетона — потерям напряжений от усадки бетона; 2) в стадии эксплуатации — сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона; 3) для стадии предварительного обжатия бетона, выполненного не позднее трех суток после изготовления, — нулю.

Однако особенно при арматуре высоких прочностей при обеспеченной несущей способности возможно чрезмерное раскрытие трещин. Поэтому помимо перечисленных проверок необходимо определить ширину их раскрытия по формулам СНиП [139].

2. Сжатые элементы

Согласно [140] все сжатые элементы рекомендуется рассчитывать на внецентренное сжатие с добавлением к действующему эксцентрицитету случайного эксцентрицитета, применяемого $\frac{h_0}{30}$, но не менее $l_0/600$ и не менее 1 *см*. В случае, если элемент работает по статической схеме на центральное сжатие, он должен быть рассчитан как внецентренно сжатый с начальным эксцентрицитетом, принимаемым равным случайному.

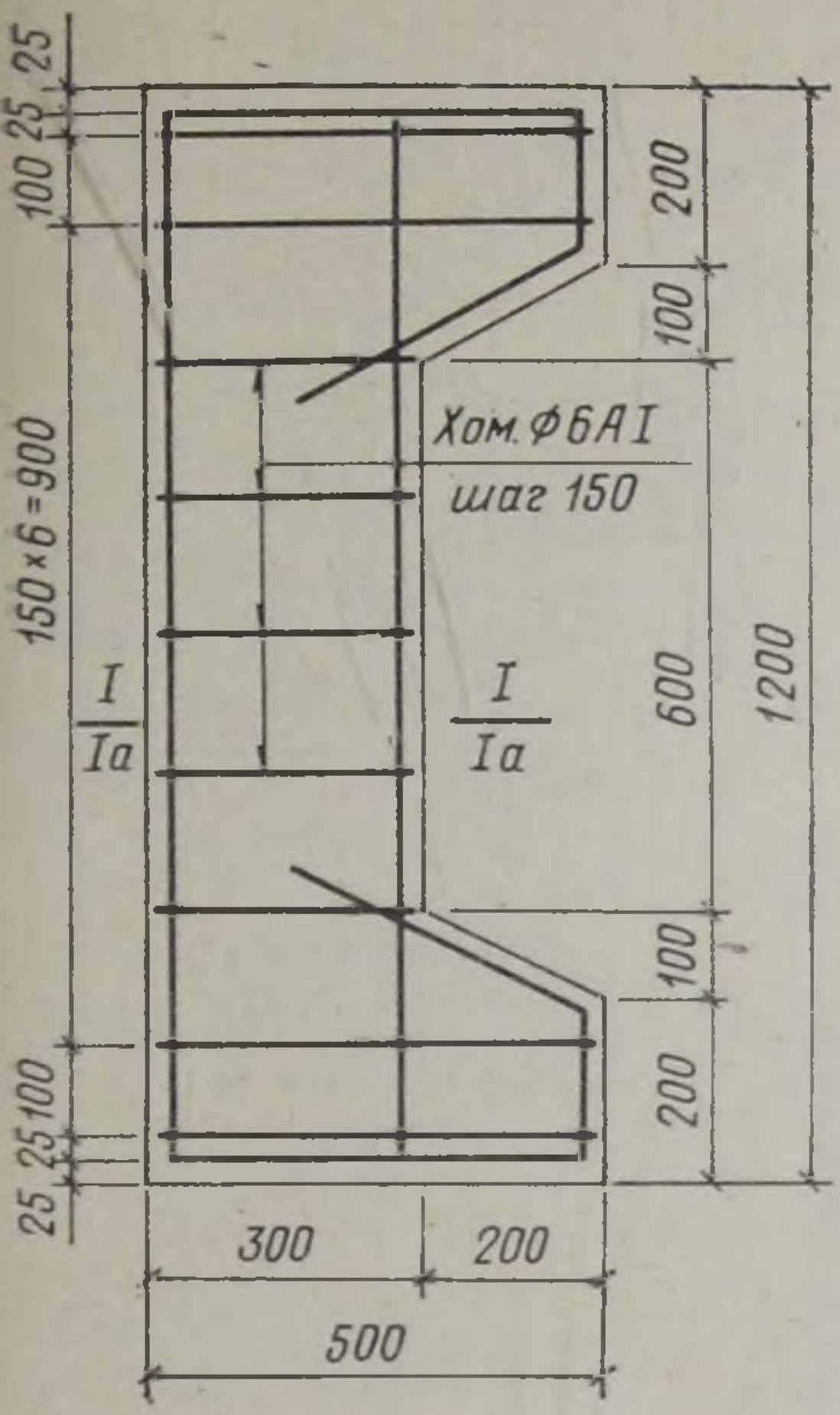
Это связано с тем, что в реальных конструкциях добиться идеального центрального сжатия нельзя в силу возможного начального искривления элемента, несимметричного расположения арматуры по сечению, неоднородности бетона по сечению и т. п.

Исследования сжатых элементов проводились на образцах, где заполнителем служила литоидная пемза. Для арматуры была применена сталь класса А-II, диаметром 12 и 14 *мм* в зависимости от задаваемого процента армирования (1 и 2%). Чертеж запроектированных образцов приведен на рис. 53. Образцы изготовлялись из бетона двух составов:

I — $Ц = 680$ *кг*, $П = 550$ *кг*, $Щ = 446$ *кг*, $В = 285$ *кг*;

II — $Ц = 337$ *кг*, $П = 459$ *кг*, $Щ = 799$ *кг*, $В = 245$ *кг*.

Образцы изготовлялись в металлической опалубке в заводских условиях. После бетонирования форму-поддон устанавливали в пропарочную камеру, где и осуществляли набор прочности бетона. После распалубки образцы в летний период хранились на открытом воздухе, а зимой были перевезены в лабораторное помещение для последующего испытания. Перед испытанием в середине сечения образцов были выбиты деревянные пробки, прикрепленные к арматуре до бетонирования элементов,



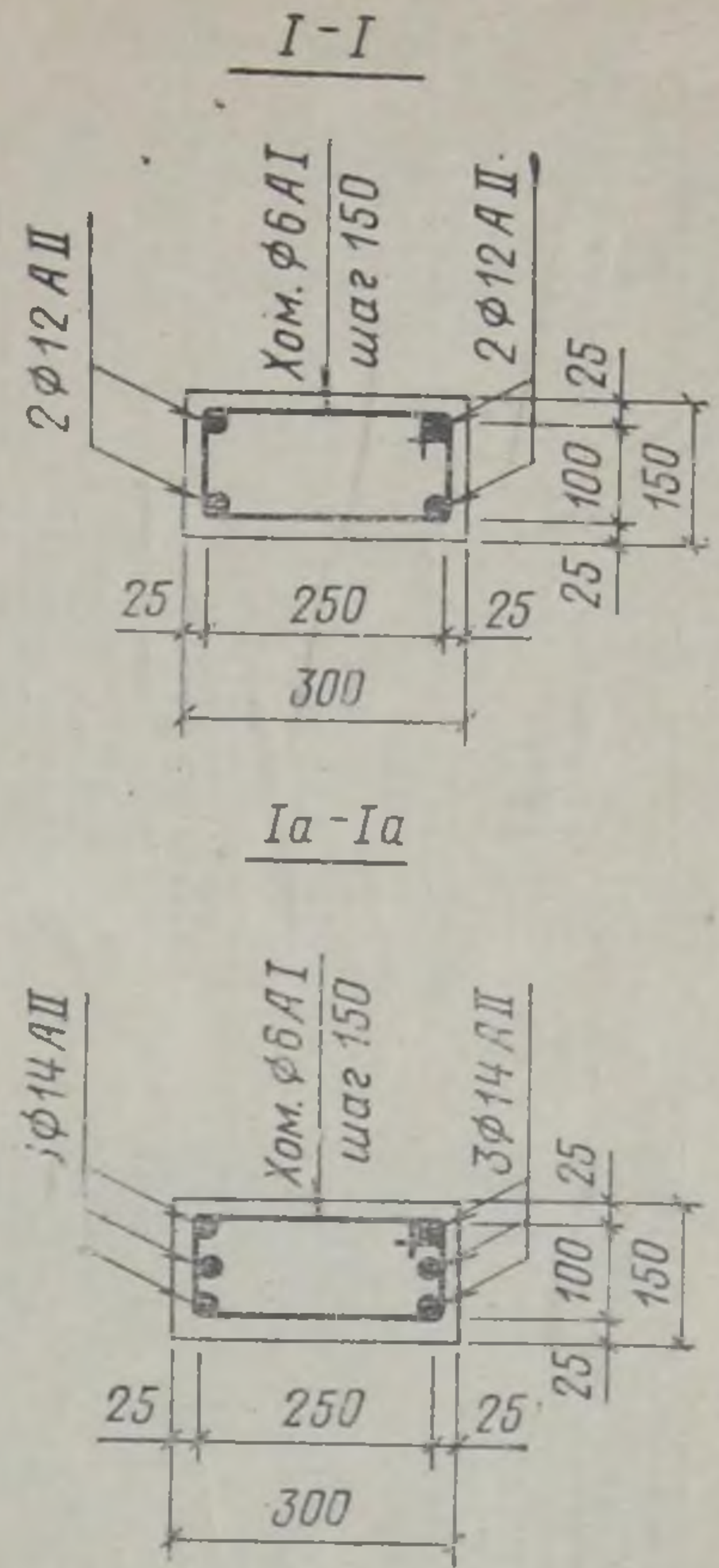


Рис. 53. Экспериментальные образцы для испытания на внецентренное сжатие

и в полученные гнезда на ребра арматуры приклеены датчики сопротивления, позволившие замерить деформацию арматуры растянутой грани. Датчики сопротивления были наклеены также на бетонную поверхность, чтобы можно было построить эпюру напряженного состояния в середине сечения и оценить работу сжатой зоны бетона и сжатой арматуры. Помимо этого определяли прогибы колонн в середине сечения и опорных участках прогибомерами с ценой деления 0,01 *мм*. Образцы испытывались на 100-*т* машине ГРМ-2 при эксцентрицитетах $0{,}3\,h_0$ и $1{,}1\,h_0$. Нагрузка на образец передавалась этапами с выдержкой на этапе 5—10 *мин*. За это время брались отсчеты по приборам, фискировались места возникновения трещин и замерялась ширина их раскрытия. При испытании во всех случаях была исчерпана несущая способность как по бетону, так и по арматуре. Замеренные деформации для образцов одной серии приведены на рис. 54. Для остальных образцов получены аналогичные кривые. Разрушенные образцы показаны на рис. 55.

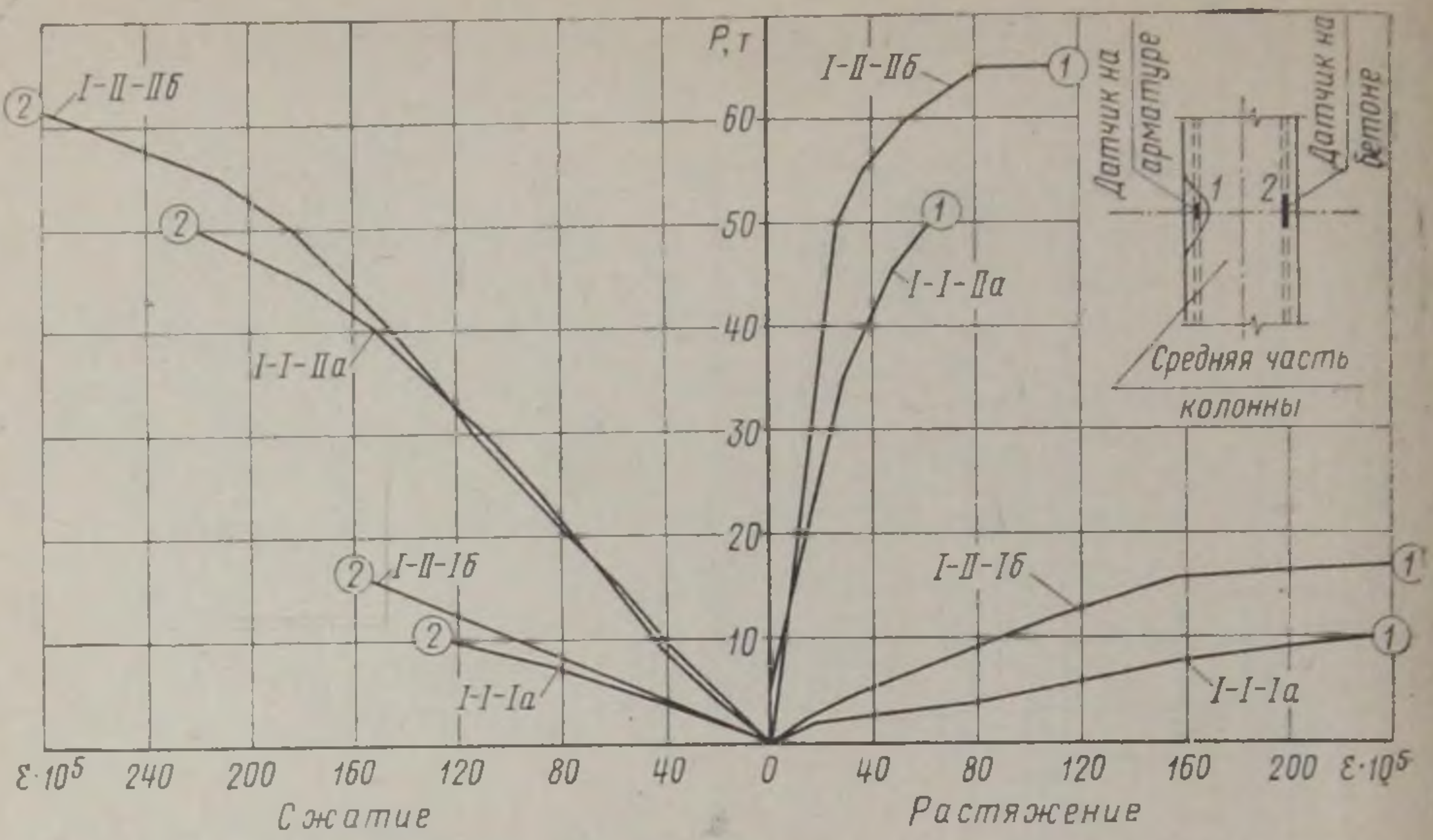


Рис. 54. Нарастание деформаций бетона и арматуры при испытании на внецентренное сжатие

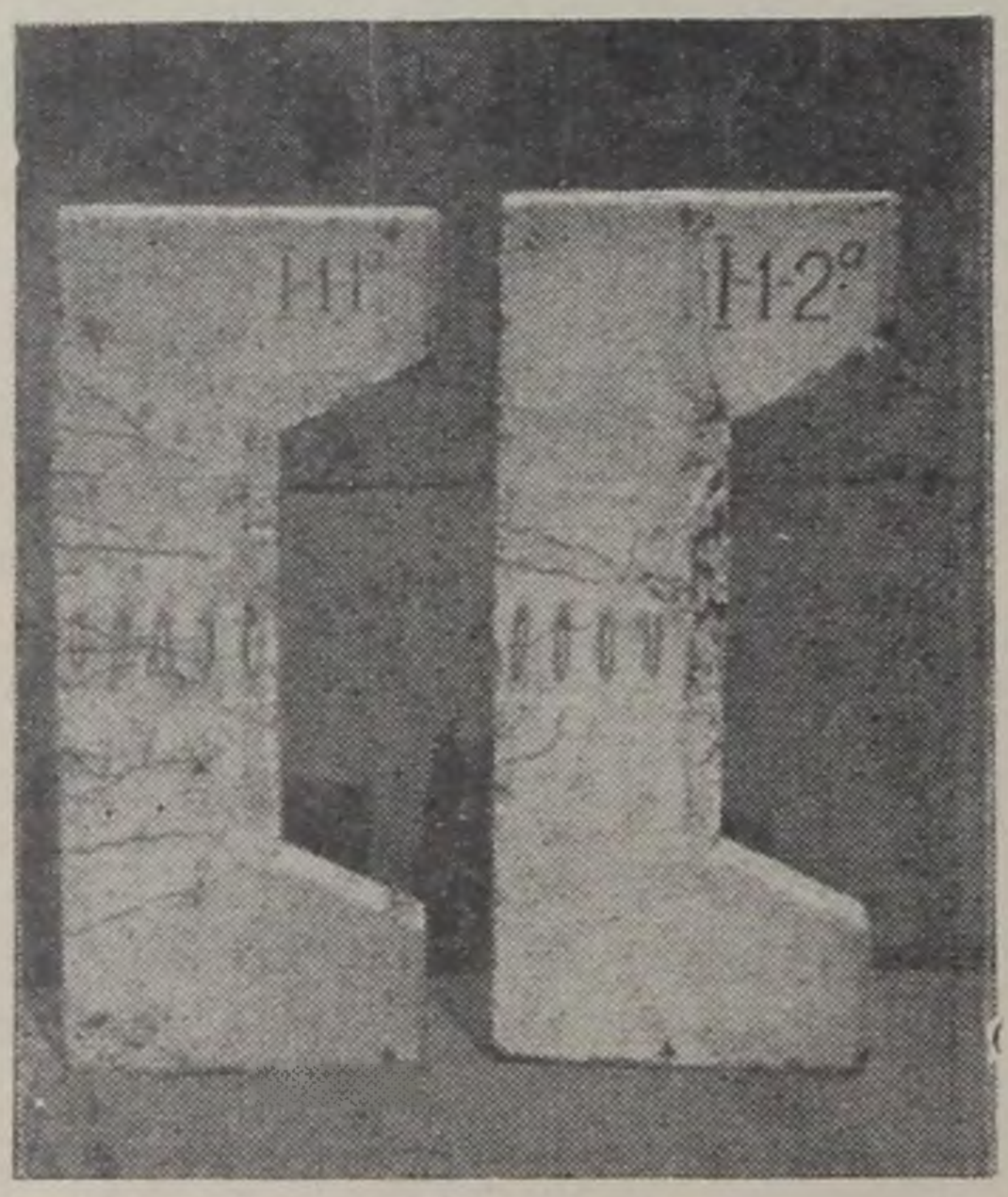


Рис. 55. Общий вид разрушенных образцов после испытания на внецентренное сжатие

Полученные опытные значения несущих способностей сопоставлялись с теоретическими, подсчитанными по формулам СНиП [140]. Высота сжатой зоны бетона для элементов прямоугольного сечения с симметричным армированием определялась из условия равенства нулю суммы проекций всех сил на вертикальную ось из выражения

$$x = \frac{N}{R_{пр}\, b}. \qquad (70)$$

При $x \leqslant 0{,}7\, h_0$ имеем 1-й случай сжатия, при $x > 0{,}7\, h_0$ — 2-й случай.

Для 1-го случая сжатия (большие эксцентрицитеты) расчет проводился по формуле

$$N e = R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5 x) + R_{а.с} F_а' (h_0 - a'). \quad (71)$$

Кроме того, СНиП гребует, если $x < 2a'$, прочность сечения проверять по формуле

$$N [e - (h_0 - a')] = R_а F_а (h_0 - a'). \quad (72)$$

Здесь и дальше все буквенные обозначения, если нет специальной оговорки, заимствованы из СНиП [140].

Сопоставление проводилось по наибольшему значению внутреннего усилия, воспринимаемому сечением.

Для 2-го случая сжатия (малые эксцентрицитеты) производились по формуле

$$N e = 0{,}455 R_{пр} b h_0^2 + R_{а.с} F_а' (h_0 - a'). \quad (73)$$

Таблица 35

№ образцов	Прочность бетона в *кгс/см²*		Предел текучести арматуры $\sigma_т$, *кгс/см²*	Площадь арматуры $F_а = F_а'$, *см²*	Случай внецентренного сжатия	Опытная несущая способность $N^{оп}$, *т*	Теоретическая несущая способность $N^{т}$, *т*	$\frac{N^{оп}}{N^{т}}$
	R	$R_{пр}$						
I-1-1	257	216	3220	2,26	1	11,6	10,97	1,06
II-1-1	196	198	3220	2,26	1	12,17	11,45	1,06
I-2-1	257	216	3340	4,62	1	17,95	19,95	0,9
I-1-2	257	216	3220	2,26	1	55,2	54,1	1,02
II-1-2	196	198	3220	2,26	1	50,5	55,2	0,92
I-2-2	257	216	3340	4,62	2	65	59,8	1,09

Результаты проведенного таким образом сопоставления опытных и вычислительных разрушающих усилий сведены в табл. 35.

Как видно из табл. 35, в случае больших эксцентрицитетов результаты близко совпадают. Некоторое расхождение в образце I-2-1 связано с тем, что образец разрушился по наклонному сечению. В случае малого эксцентрицитета также имеется удовлетворительная сходимость.

3. Изгибаемые элементы

Исследования проводились на легкожелезобетонных балках, а также на натурных конструкциях плит покрытий промышленных зданий и многопустотных плит перекрытий. Как балки, так и конструкции изготовлялись в обычном и предварительно напряженном исполнении. Для сопоставления исследовались элементы из тяжелого бетона. Легкожелезобетонные элементы из-

готовлялись на различных видах легких заполнителей с применением почти всех видов сталей, выпускаемых отечественной промышленностью. Как показали опыты, при разрушении достигается предельное состояние и по арматуре, и по бетону. Расчет легкожелезобетонных элементов по несущей способности может вестись в соответствии с СНиП, но с заменой $R_и$ на R и учете напряжений в сжатой арматуре из условия предельной сжимаемости легкого железобетона, т. е. $R_{а.с} = \varepsilon_{пред} E_а$, но не более предела текучести. Поэтому расчетные формулы прочности примут вид

$$M \leqslant R S_б + \sigma_с S_и + R_{а.с} S_а; \qquad (74)$$

при этом положение нейтральной оси определится из условия

$$R_и F_и + R_а F_а - \sigma_с' F_и - R_{а.с} F_а' = R F_б . \qquad (75)$$

Сопоставление полученных опытных значений с подсчитанными по формулам (74) и (75) показано на рис. 56. Из сопоставления видно, что почти во всех случаях опытная разрушающая нагрузка была несколько выше теоретической.

В предварительно напряженных элементах представляет интерес влияние предварительно напряженной арматуры, расположенной в сжатой зоне, на несущую способность [38]. Такие опыты были проведены на балках размером 14×20×200 *см*. Помимо конструктивного армирования балки были предварительно напряжены высокопрочной проволокой периодического профиля диаметром 5 *мм*. Предварительное напряжение составляло (0,65—0,70) $R_н^н$. . Полученные результаты сведены в табл. 36. Из таблицы видно: эта арматура не повлияла на общую несущую способность, что, видимо, связано с большой предельной сжимаемостью легкого бетона, позволяющей полностью использовать работу сжатой зоны.

Таблица 36

Вид бетона	Армирование		Прочность бетона R, *кгс/см²*	$P_{разр}^{оп}$, *кг*	$P_{разр}^{теор}$, *кг*	$\frac{P_{оп}}{P_{теор}}$ %
	растянутая зона	сжатая зона				
Литоиднопемзовый	6∅5	4∅5	392	10 700	9450	13
		—	405	10 300	9050	13,7
		2∅5	425	9450	9150	3,5
Керамзитовый	6∅5	4∅5	278	8950	9150	2
		—	274	9150	8670	5
		2∅5	252	9370	8900	5
Аглопоритовый	6∅5	4∅5	470	10 950	9740	12,5
		2∅5	435	10 850	9550	14

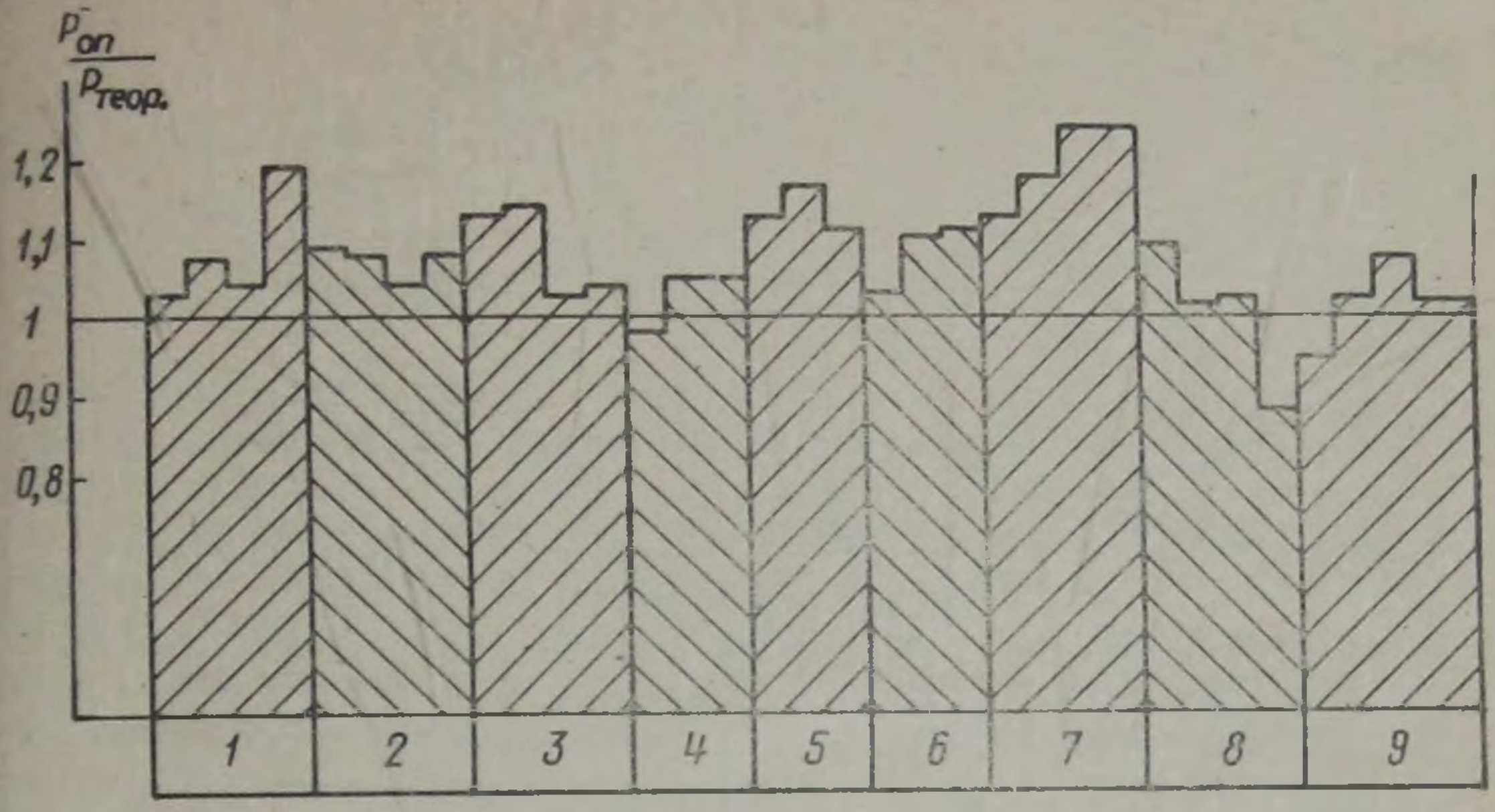


Рис. 56. Диаграмма сопоставления теоретических и опытных значений разрушающих нагрузок

1 — тедзамитожелезобетонные двускатные, двутаврового сечения балки с арматурой класса А-II; *2* — то же, круглопустотные балки; *3* — предварительно напряженные литоиднопемзобетонные балки прямоугольного сечения с арматурой Ø 5 *мм*, класса B_p-II; *4* — то же, керамзитобетонные; *5* — то же, аглопоритобетонные; *6* — предварительно напряженные тедзамитожелезобетонные балки прямоугольного сечения с арматурой класса Ат-VI; *7* — то же, с арматурой класса Ат-V; *8* — то же, с арматурой класса А-IIIв; *9* — литоиднопемзожелезобетонные балки прямоугольного сечения с арматурой класса А-II

Повышенные пластические свойства легкого бетона влияют на момент трещинообразования железобетонных элементов. Это свойство лучше проявляется при исследовании ненапряженных балок — в предварительно напряженных элементах доля момента обжатия значительно больше момента, воспринимаемого бетонным сечением.

Исследовались железобетонные балки размером 14×24×200 *см*. Балки были заармированы 2Ø16AII в растянутой зоне и 2Ø8AI в сжатой. Испытание балок проводилось на прессе ГРМ-1. Нагрузка передавалась в третях пролета ступенями примерно 0,1 от разрушающей нагрузки с выдержкой на каждой ступени 15 *мин*.

При испытании замерялись деформации бетона по высоте балки для определения эпюры напряженного состояния при различных этапах загружения датчиками сопротивления базой 50 *мм*. Датчиками базой 10 *мм*, приклеенными до бетонирования к арматуре, определялось напряжение в арматуре. Кроме того, замерялся прогиб в середине пролета. В качестве заполнителя для бетона была применена литоидная пемза. Прочность бетона при испытании равнялась 147 и 309 *кгс/см*^{2}. По замеренным деформациям бетона и арматуры строились эпюры напряженного состояния при различных этапах загружения, для чего использовались кривые $\sigma - \varepsilon$, полученные на призмах, изготов-

ленных из того же замеса бетона, что и балки [119]. Момент трещинообразования определялся по формуле [93]

$$M_т = R_р \left[F_{бр}\, z_{бр} + \frac{n}{\nu_р} \left(F_а z + F'_а \frac{x_т - a'}{h - x_т} \right) z'_б \right]. \qquad (76)$$

При заданной эпюре напряженного состояния в формуле (76) неизвестным является только $\nu_р$ — коэффициент упругости бетона при растяжении.

Для обычного бетона СНиП [139] рекомендует принимать значение $\nu_р = 0{,}5$. Усредненные значения, полученные из опытов, равны: для бетона прочностью 147 *кгс/см²* — 0,51, для бетона прочностью 309 *кгс/см²* —0,36. Отсюда можно заключить: несмотря на то что с увеличением прочности легкого бетона на сжатие относительная прочность его на растяжение падает, это не приводит к уменьшению трещиностойкости, так как растет момент сопротивления бетонного сечения при растяжении. Все зависит от того, насколько уменьшилось значение $R_р$ и насколько возросло $W_т$.

Учитывая вышесказанное значение, $\nu_р$ нужно принимать переменным, зависящим от марки бетона, а именно: для бетона марки 150 —0,5; марки 200—300 —0,4; марки 400 —0,35.

В случае предварительно напряженных элементов Нормы проектирования [139] рекомендуют момент внутренних сил непосредственно перед образованием трещин определять так:

$$M_т = R_р W_т + M^я_{об}, \qquad (77)$$

где $R_р$ — прочность бетона на растяжение (принимается по табл. 10); $W_т$ — момент сопротивления приведенного сечения относительно его растянутого краевого волокна, подсчитываемый с учетом неупругих деформаций бетона растянутой зоны, определяется по соображениям, приведенным в п. 3 гл. II и настоящего параграфа; $M^я_{об}$ — момент равнодействующей усилий в напрягаемой арматуре с учетом потерь напряжений от усадки и ползучести по пп. 2 и 3 гл. III и других потерь по [139] относительно оси, проходящей через ядровую точку.

Нужно отметить, что в подавляющем большинстве случаев для предварительно напряженных конструкций проверка по трещиностойкости является лимитирующей [90]. Основную часть внешнего момента при этом воспринимает напряженная арматура и весьма малую — бетон. Поэтому для такого рода конструкций при определении $W_т$ можно пользоваться для учета пластических свойств табличными коэффициентами [139]. Это приведет к некоторому уменьшению подсчитанной по формуле (77) величины $M_т$ и в конечном счете к запасу. Экспериментальные исследования предварительно напряженных элементов [108, 111, 117] показали, что описанная методика расчета хорошо согласуется с опытными данными и может быть рекомендована для расчета легкого железобетона.

При определении прогибов важное значение приобретает наличие или отсутствие трещин в бетоне. В случае отсутствия трещин прогиб определяется как для сплошного упругого тела по формуле [139]

$$f = s\,l^2\,\frac{M}{0{,}85\,E_б\;I_{пр}}, \qquad (78)$$

где s — коэффициент, зависящий от расчетной схемы и вида нагрузки.

Как показали опыты, значения прогибов, подсчитанных по формуле (78), меньше замеренных. Как видно из структуры формулы (78), изменяющимися параметрами могут быть или модуль упругости бетона $E_б$, или численный коэффициент 0,85. Модуль упругости принимали по испытанию призм, изготовленных из одного замеса бетона с балками, поэтому ожидать здесь значительных расхождений не приходится. В каждом конкретном случае определяли численный коэффициент перед жесткостью, при котором прогиб получался равным опытному. Он, как средняя для одного вида бетона различных серий, составил:

1) для тедзамитобетонных ненапряженных балок двутаврового сечения — 0,58;

2) то же, для круглопустотных балок — 0,59;

3) для тедзамитобетонных предварительно напряженных балок прямоугольного сечения с арматурой А-IIIа, Ат-V и Ат-VI в зависимости от вида арматуры — 0,5—0,6;

4) для предварительно напряженных литоиднопемзобетонных балок (высокопрочная проволока) — 0,51;

5) то же, керамзитобетонных — 0,65;

6) то же, аглопоритобетонных—0,62;

7) для ненапряженных балок из тяжелого бетона арматура класса А-II и А-III —0,83;

8) для предварительно напряженных балок из тяжелого бетона с высокопрочной проволокой — 0,82;

9) то же, с арматурой Ат-V и Ат-VI—0,86.

Приведенный перечень полученных численных коэффициентов показывает, что если в случае тяжелого бетона расчет по формуле (78) близко соответствует опыту, то для легкого бетона необходимо уменьшить величину численного коэффициента и расчет вести по формуле

$$f = s\,l^2\,\frac{M}{0{,}6\,E_б\;I_{пр}}, \qquad (79)$$

что значительно приблизит опытные и теоретические значения прогибов.

После появления трещин прогибы, согласно [139], определяют из выражения

$$f = s\,l^2\,\frac{M_3}{h_0\,z}\left[\frac{\psi_a}{E_a F_и} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\,b\,h_0\,E_б\,\nu}\right] - \frac{N_{02}\,\psi_a}{h_0\,E_a\,F_н}. \qquad (80)$$

Опыты показали, что для ненапряженных и предварительно напряженных балок из тедзамитобетона с арматурой Ат-V и Ат-VI подсчитанные значения прогибов по формуле (80) значительно меньше, чем опытные. По-видимому, здесь важное значение будет иметь уточнение параметров ψ_a, $\psi_б$, ξ и др. Хорошее совпадение получается, если в формуле (80) принять $\nu = 0{,}3$.

Для предварительно напряженных балок значения прогибов, подсчитанных по формуле (80), соответствовали опытным, расхождение составило 10—15% в сторону запаса.

Как показали опыты с ненапряженными и предварительно напряженными элементами, расстояние между трещинами и ширина их раскрытия с достаточной степенью точности может быть рассчитана по формулам Норм проектирования [139] при учете расчетных параметров легкого бетона.

4. Расчет по наклонным сечениям

Существующие нормы проектирования в части расчета на поперечную силу при изгибе составлены для тяжелого бетона на основании работ М. С. Боришанского [20]. Однако некоторые авторы [90] не согласны с принятыми расчетными формулами. В части легкого железобетона число работ по этому вопросу очень ограничено [3, 11, 23, 166, 174, 175, 177]. Испытание плит промышленных покрытий 3×6 *м* и многопустотных панелей показало: несмотря на то что конструкции были рассчитаны согласно [139], разрушение их произошло по поперечной силе [108, 111], и поэтому потребовалось конструктивное увеличение поперечной арматуры. Работа [3] подтвердила полученный вывод. В [139] с этой целью рекомендуется в известную формулу М. С. Боришанского для $Q_б$ вместо коэффициента 0,15 ввести коэффициент 0,12, соответствующим образом прокорректировав также формулу для $Q_{х.б}$.

Как показали исследования, проведенные А. М. Юрятиным под руководством и при участии автора [166], а также анализ литературных данных, принятое значение коэффициента 0,1—0,12 соответствует средней величине при изменении ее в пределах 0,04—0,20. Такой большой разброс резко снижает надежность рекомендуемой формулы и не может быть принят.

С целью выяснения работы легкожелезобетонных балок на восприятие поперечных сил были проведены исследования на легкожелезобетонных балках, где заполнителями для бетона были приняты три отличающиеся друг от друга заполнителя: литоидная пемза, керамзит и тедзамит [166]. Опыты были выполнены на четырех сериях балок (по 12 балок в серии). Серия состояла из одинаковых по размерам балок-близнецов, попереч-

но армированных различными способами (только продольная арматура, продольная и хомуты, продольная и отогнутые стержни) с применением арматурных сталей двух классов — A-I и A-II (табл. 37). Прочность легкого бетона колебалась от 250 до 550 *кгс/см*^{2}. Все балки имели одинаковые опалубочные размеры 14×24×180 *см* и расчетный пролет $l_р = 160$ *см*. Балки испытывались двумя сосредоточенно приложенными силами, расположенными симметрично относительно середины пролета. Величина пролета среза во всех случаях принималась равной $a \approx 2h_0 = 40$ *см*.

Испытание этих серий балок показало, что принятые в [20, 139] две возможные схемы разрушения балок применимы и для легкого железобетона. Несущая способность во всех случаях лимитировалась величиной $Q_б$, представляющей собой проекцию на нормаль к оси балки предельного усилия, воспринимаемого сжатой зоной бетона над концом наклонной трещины. Опыты и анализ работ [3, 32, 174, 175, 177] позволили установить влияние на величину $Q_б$ параметров: $R/R_р$, $F_а R_а/d$, a, b и h_0. Исходя из этого мы построили график (рис. 57), позволивший получить эмпирическую зависимость для определения $Q_б$:

$$Q_б = \frac{b h_0 R}{a R_р} \sqrt[3]{\left(\frac{F_а R_а}{40 d}\right)^2}, \qquad (81)$$

где d — диаметр продольной растянутой арматуры.

Методом математической статистики была оценена надежность формулы (81). Проверка по критерию Фишера показала,

Таблица 37

Шифр балки	Арматура									
	нижняя продольная		верхняя продольная		хомуты шагом 12 *см*			отгибы		
	тип	$\sigma_{тек}$, *кгс/см*^{2}	тип	$\sigma_{тек}$, *кгс/см*^{2}	тип	$\sigma_{тек}$, *кгс/см*^{2}		тип	$\sigma_{тек}$, *кгс/см*^{2}	
БК-1, БЛ-1	2∅14AII	3550								
БТ-1, БЛ-7	2∅16AII	3550								
БК-4, БЛ-4	3∅12AI	2400								
БТ-4, БЛ-10	2∅16AI	2880								
БК-2, БЛ-2	3∅16AII	3550								
БТ-2, БЛ-8	3∅18AII	3070								
БК-5, БЛ-5	3∅18AI	2700			2∅6AI	3890				
БТ-5, БЛ-11	4∅18AI	2700								
БК-3, БЛ-3	4∅12AII	3610	2∅8AI	2640				2∅12AII	3610	
БТ-3, БЛ-9	4∅11AII	3610						2∅12AII	3610	
БК-6, БЛ-6	2∅16AI + 2∅12AI	2880 2400						2∅12AI	2400	
БТ-6, БЛ-12	5∅12AI	2400						2∅12AI	2400	

что данное уравнение значимо при надежности $\alpha=0{,}95$ ($F_{\text{расч}}=4{,}54>F_{\text{табл}}=1{,}3$).

Значение $Q_{\text{х.б}}$ наименьшей предельной поперечной силы, воспринимаемой бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями,

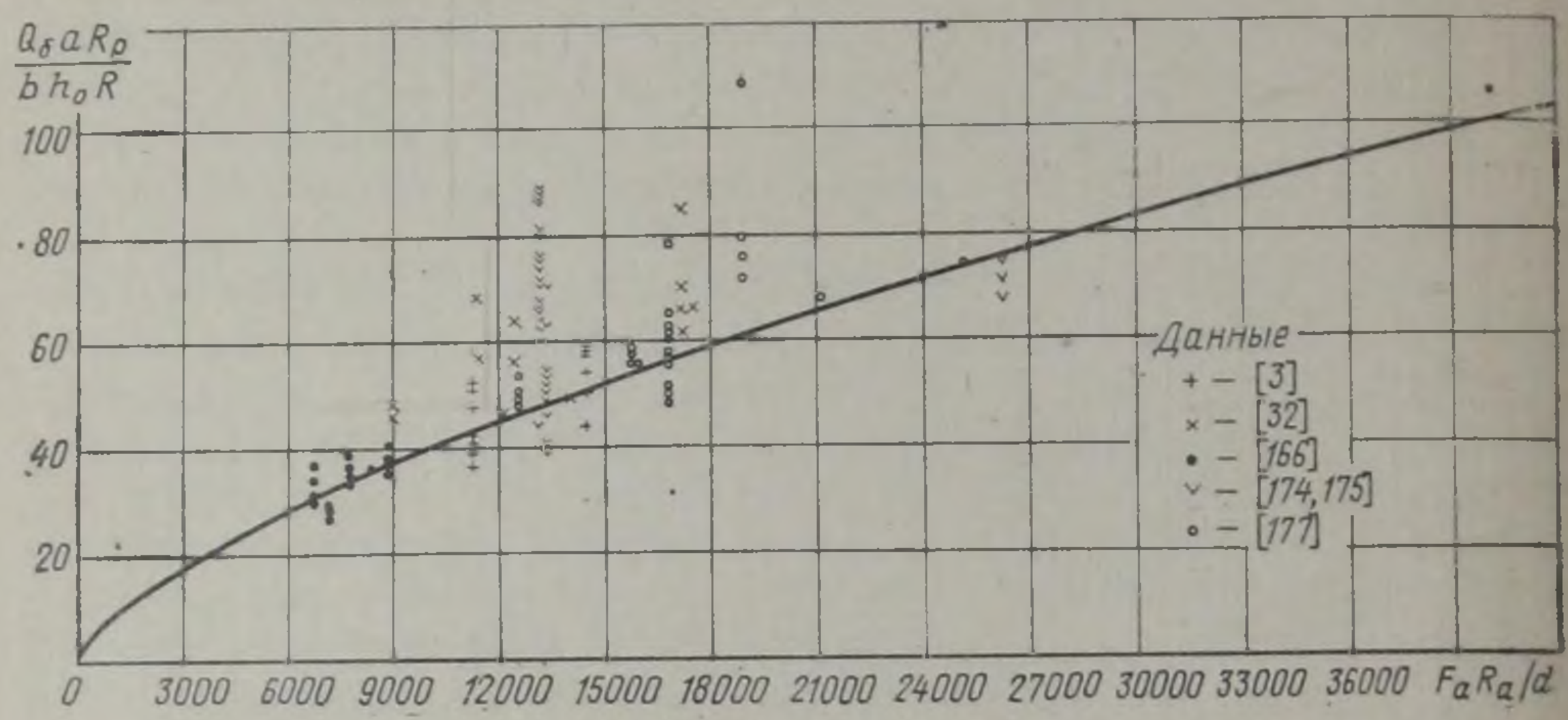


Рис. 57. График зависимости $\dfrac{Q_б a R_р}{b h_0 R}$ от $\dfrac{F_а R_а}{d}$

определялось по методике [139]. Для этого был построен график (рис. 58), позволивший получить значение $Q_б$ в зависимости от угла наклона косой трещины:

$$Q_б' = 0{,}45\,\frac{b\,h_0^2\,R}{a\,R_р\,c}\sqrt{\frac{F_а\,R_а}{d}} \qquad (82)$$

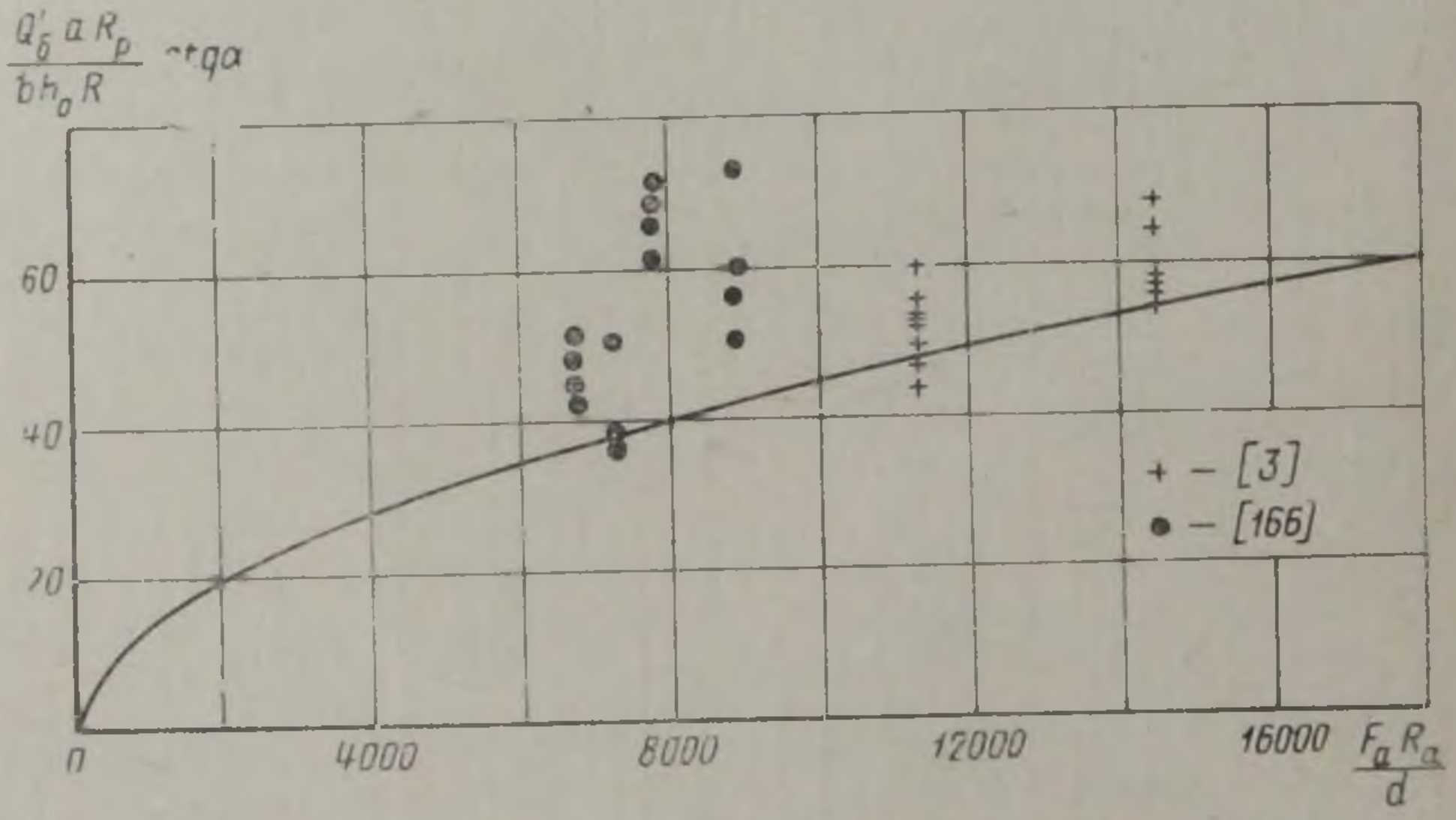


Рис. 58. График зависимости $\dfrac{Q_б a R_р}{b h_0 R}$ ctg α от $\dfrac{F_а R_а}{d}$

где c — проекция длины наклонного сечения на ось элемента, взятая из опыта, в *см*.

Принимая значение $Q_б'$ по формуле (82), а также исходя из наиболее опасного направления косой трещины и непрерывного распределения вдоль наклонного сечения поперечных стержней, после соответствующих преобразований получим

$$Q_{х.б} = \sqrt{1{,}8 \frac{b h_0^2 R}{a R_р} \sqrt{\frac{F_а R_а}{d}}\, q_х}, \qquad (83)$$

где $q_х$ — предельное усилие в хомутах на единицу длины элемента;

$$q_х = \frac{R_{а.х} F_х}{u_х}, \qquad (84)$$

где $R_{а.х}$ — напряжение в хомутах, принимаемое равным пределу текучести стали (во всех испытанных балках была достигнута текучесть).

В случае применения только отогнутых стержней необходимое количество отогнутой арматуры можно получить из выражения

$$F_о = \frac{Q - Q_б}{0{,}8 R_{а.о} \sin\beta}, \qquad (85)$$

где $Q_б$ — принимается по (81); $R_{а.о}$ — напряжение в отогнутой арматуре, равное пределу текучести; β — угол наклона отгибов к продольной оси.

Коэффициент 0,8 в формуле (85) принят в виду того, что в отогнутых стержнях при разрушении не всегда была достигнута текучесть.

Как показали опыты, усилие, при котором появляются первые наклонные трещины, не зависит от способа армирования и может быть принято равным

$$Q_{тр} = 0{,}4\, Q_б\,. \qquad (86)$$

Опыты показали также, что образовавшаяся наклонная трещина, если разрушение происходит по ней, при увеличении нагрузки развивается интенсивнее нормальной. Поэтому ограничения ширины раскрытия нормальных трещин должны быть распространены и на наклонные.

На основании значения $R_{х.б}$ по методике [139] выведена формула для определения ширины раскрытия наклонной трещины:

$$a_т = \frac{0{,}8\, t^2\, a R_р\, l_т}{(\mu_у + \mu_о) R E_а \sqrt{\frac{F_а R_а}{d}}}, \qquad (87)$$

где $l_т = h_0 + 30d_1$ (d_1 — диаметр поперечной арматуры), $E_а$ — модуль упругости поперечной арматуры;

$$t = \frac{Q}{b h_0}; \quad \mu_x = \frac{F_x}{b u_x}; \quad \mu_o = \frac{F_o}{b u_o}.$$

Сопоставление полученных опытных значений Q и $a_т$ с теоретическими, подсчитанными по формулам (81), (83), (85), (87), сделано в табл. 38. В таблице даны средние значения, полученные по двум балкам-близнецам. Как видно из таблицы, опытные значения хорошо согласуются с теоретическими.

Таблица 38

Шифр балки	Прочность бетона в *кгс/см²*		$Q^{оп}$, *кгс*	$Q^{теор}$, по рекомендуемым формулам	$\frac{Q^{оп}}{Q^{теор}}$	$a_т^{оп}$ при $0{,}5\,Q_{разр}$, *мм*	$a_т^{теор}$ по формуле (87)	$\frac{a_т^{оп}}{a_т^{теор}}$
	R	$R_р$						
БК-1	239	11,4	5 400	5 210	1,04	—	—	—
БЛ-1	300	15,4	5 550	5 050	1,1	—	—	—
БЛ-7	450	16,2	8 750	8 220	1,06	—	—	—
БТ-1	550	18	8 680	8 780	0,99	—	—	—
БК-4	239	11,4	4 930	4 930	1	—	—	—
БЛ-4	300	15,4	5 420	4 680	1,16	—	—	—
БЛ-10	450	16,2	6 000	6 830	0,88	—	—	—
БТ-4	550	18,2	6 860	7 500	0,92	—	—	—
БК-2	239	11,4	8 880	10 720	0,82	0,21	0,21	1
БЛ-2	300	15,4	11 580	10 990	1,05	0,22	0,28	0,79
БЛ-8	450	16,2	12 330	12 230	1,01	0,26	0,22	1,18
БТ-2	550	18	13 870	12 240	1,12	0,2	0,26	0,77
БК-5	239	11,4	8 870	—	—	0,13	0,16	0,81
БЛ-5	300	15,4	10 000	10 600	0,94	0,2	0,23	0,87
БЛ-11	450	16,2	13 100	11 920	1,1	0,24	0,25	0,96
БТ-5	550	18	14 040	12 300	1,14	0,12	0,27	0,45
БК-3	239	11,4	7 780	9 520	0,82	0,1	0,09	1,11
БЛ-3	300	15,4	8 900	9 360	0,95	0,17	0,16	1,06
БЛ-9	450	16,2	9 200	11 300	0,81	0,1	0,1	1
БТ-3	550	18	10 000	11 890	0,84	0,09	0,11	0,82
БК-6	239	11,4	8 530	8 100	1,05	0,06	0,06	1
БЛ-6	300	15,4	8 830	7 880	1,12	0,12	0,07	1,71
БЛ-12	450	16,2	8 580	9 710	0,88	0,12	0,08	1,5
БТ-6	550	18	9 130	10 340	0,88	0,08	0,09	0,89

Примечание. БЛ — балки литоиднопемзовые; БК — балки керамзитобетонные; БТ — балки тедзамитобетонные.

Полученные расчетные зависимости были проверены на балках, близких по своим размерам к натурным. Размеры и армирование балок приведены на рис. 59. Балки, помимо размеров, отличались от ранее испытанных прочностью бетона, процентом армирования, маркой стали, пролетом среза, шагом хомутов, диаметром арматуры и др. Балки были запроектированы по приведенным выше формулам с таким расчетом, чтобы разрушение их произошло по косому сечению (рис. 60). Изго-

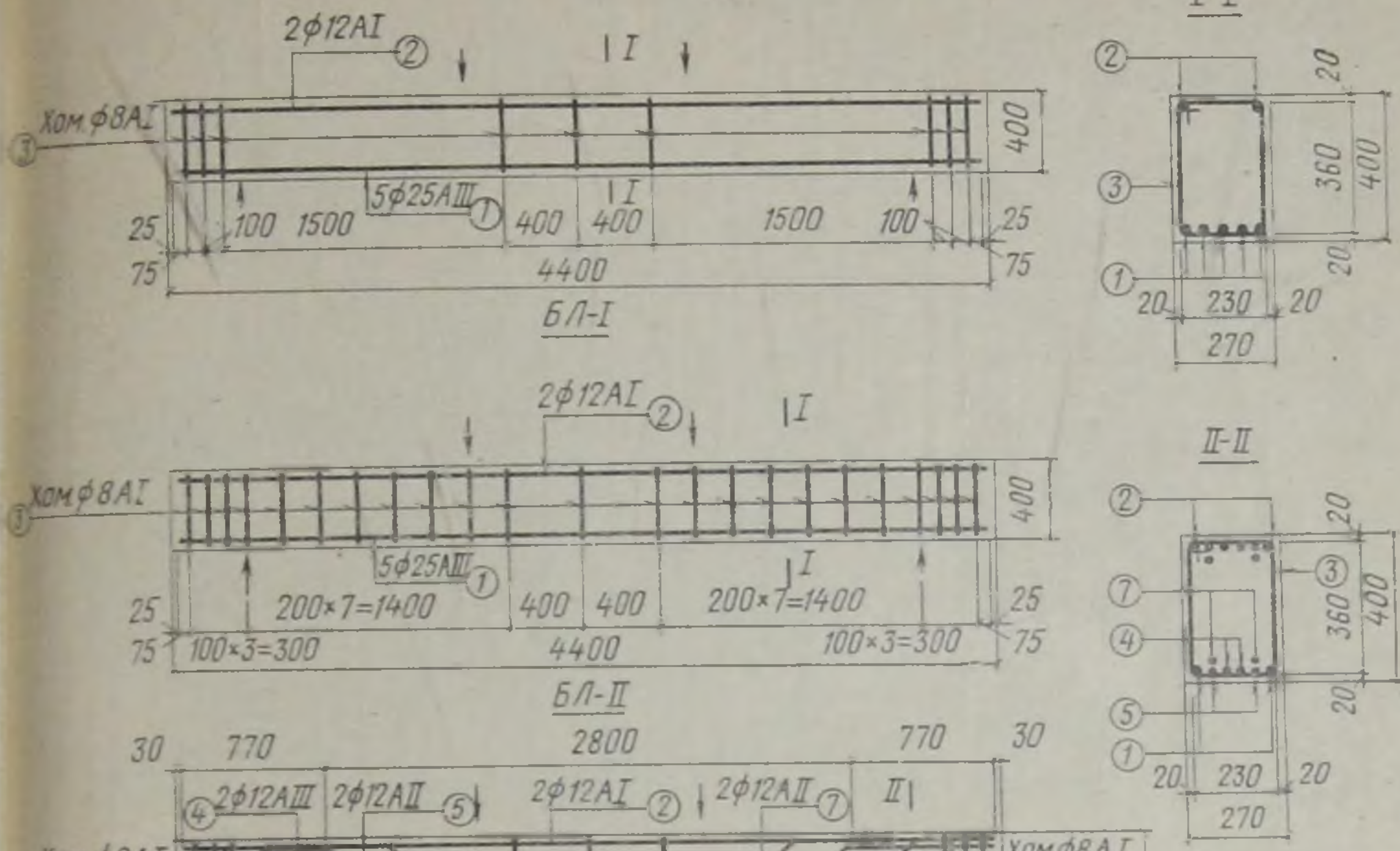


Рис. 59. Экспериментальные балки для испытания на восприятие поперечных сил

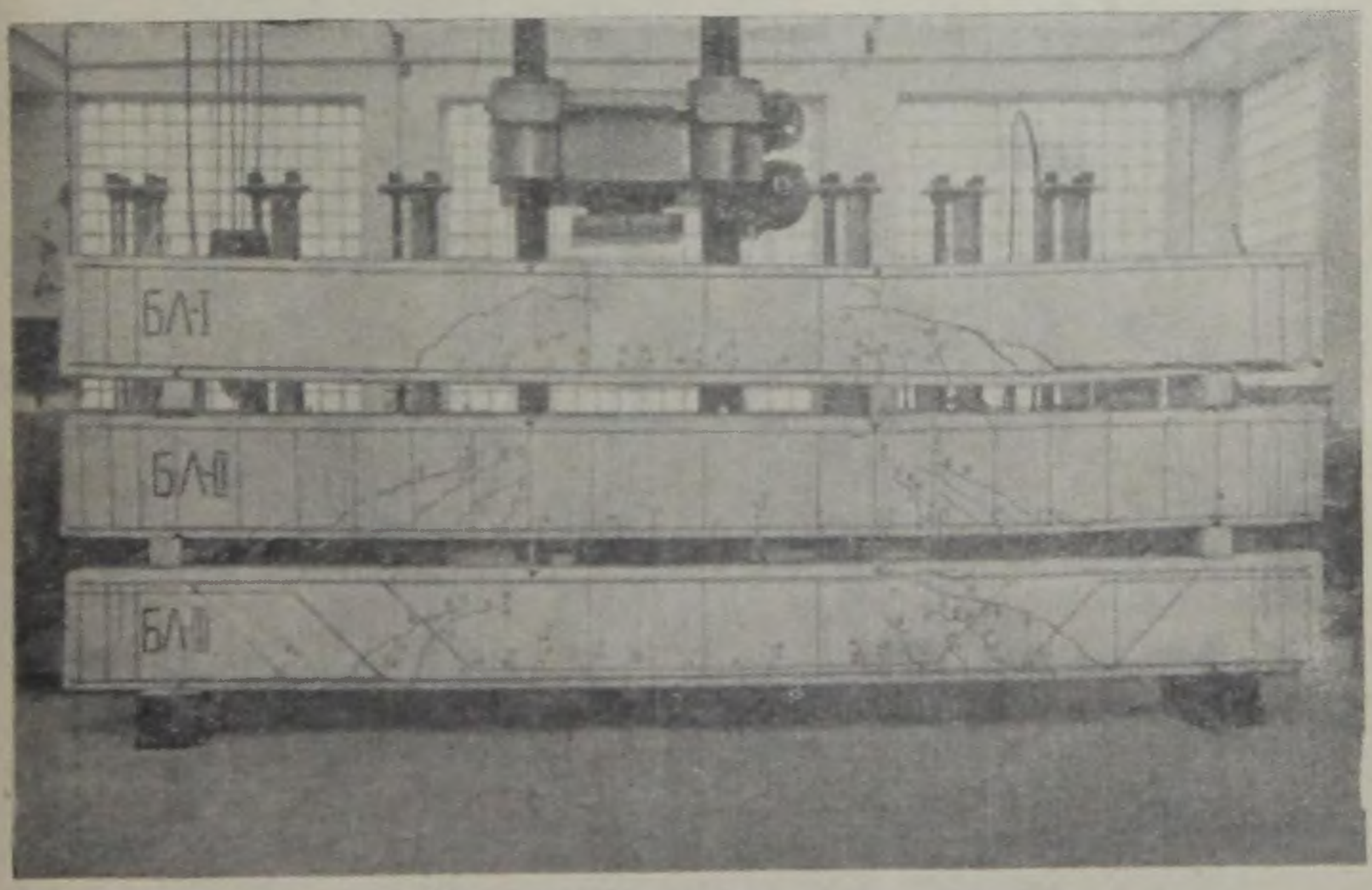


Рис. 60. Общий вид разрушенных балок по поперечной силе

товлялись балки в заводских условиях. Набор прочности бетона производился путем пропаривания. Испытывались балки двумя сосредоточенными силами при расчетном пролете 360 *см* и пролете среза $a=120$ *см*. Результаты испытания и сопоставление с рекомендуемыми формулами см. в табл. 39.

Таблица 39

Шифр балки	Прочность бетона в *кгс/см²*		$Q^{оп}$, *кг*	$Q_{теор}$ по рекомендуемым формулам	$\frac{Q^{оп}}{Q_{теор}}$	$a_т^{оп}$ при $0{,}5\,Q_{разр}$, *мм*	$a_т^{теор}$ по формуле (87)	$\frac{a_т^{оп}}{a_т^{теор}}$
	R	$R_р$						
БЛ-1	271	14	17 250	16 300	1,06	—	—	—
БЛ-2	153	12	13 000	13 550	0,96	0,88	0,245	0,32
БЛ-3	133	10,5	12 000	10 230	1,17	0,06	0,21	0,29

Из таблицы видно, что получено близкое совпадение результатов, поэтому зависимости (81), (83), (85) можно уверенно рекомендовать для расчета.

В отношении $a_т$ теоретические значения почти в 3 раза превышают опытные, но, так как в этом случае было испытано малое количество балок, полученную формулу (87) оставляем в качестве расчетной.

5. Нарастание прогибов железобетонных элементов при длительном действии нагрузки

Исследования проводились как на предварительно напряженных балках, так и на натурных предварительно напряженных плитах покрытий промышленных зданий.

Испытанию под длительно действующей нагрузкой предшествовало испытание образцов вплоть до разрушения под кратковременной, статически приложенной нагрузкой.

Под длительно действующей нагрузкой балки размером $8\times14\times200$ *см* испытывались на специальных установках. Одну опору принимали шарнирно неподвижной, другую — шарнирно подвижной. Нагрузку создавали в третях пролета при помощи платформы, на которую укладывались чугунные чушки весом 25—30 *кг* каждая. Нагрузку принимали близкой к моменту трещинообразования. Испытание проводили в специальных камерах, где по возможности поддерживался постоянный температурно-влажностный режим ($t_{ср}=20°C$, $P_{ср}=65\%$).

В процессе загружения замеряли деформации сжатой и растянутой зон балок компаратором на базе $\sim$ 45 *см* и прогибы индикатором часового типа с ценой деления 0,01 *мм*. Эти замеры велись при нагрузках 250, 400 и 730 *кгс*, после чего велось наблюдение за изменением деформаций бетона и нараста-

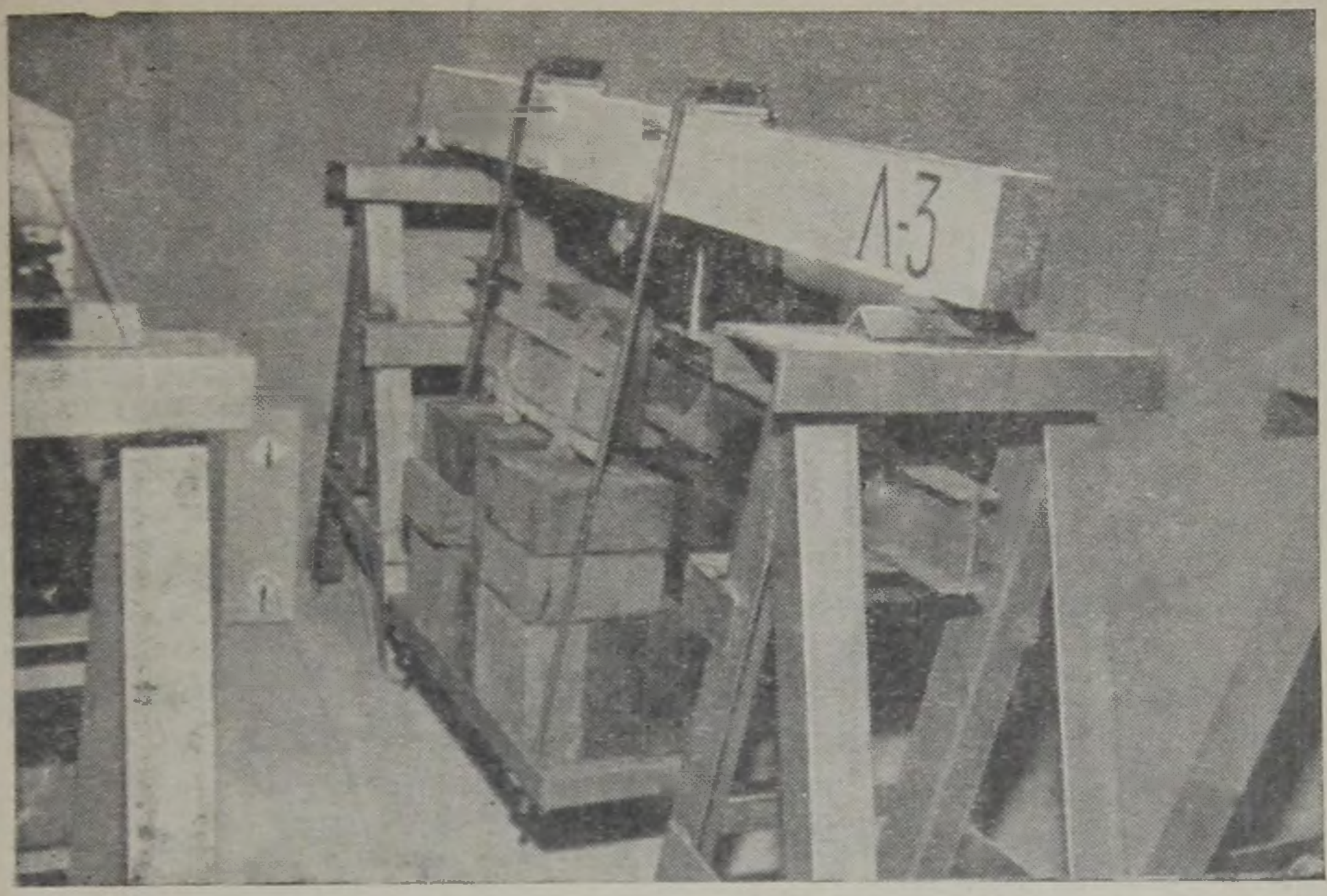


Рис. 61. Испытание балок под длительно действующей нагрузкой

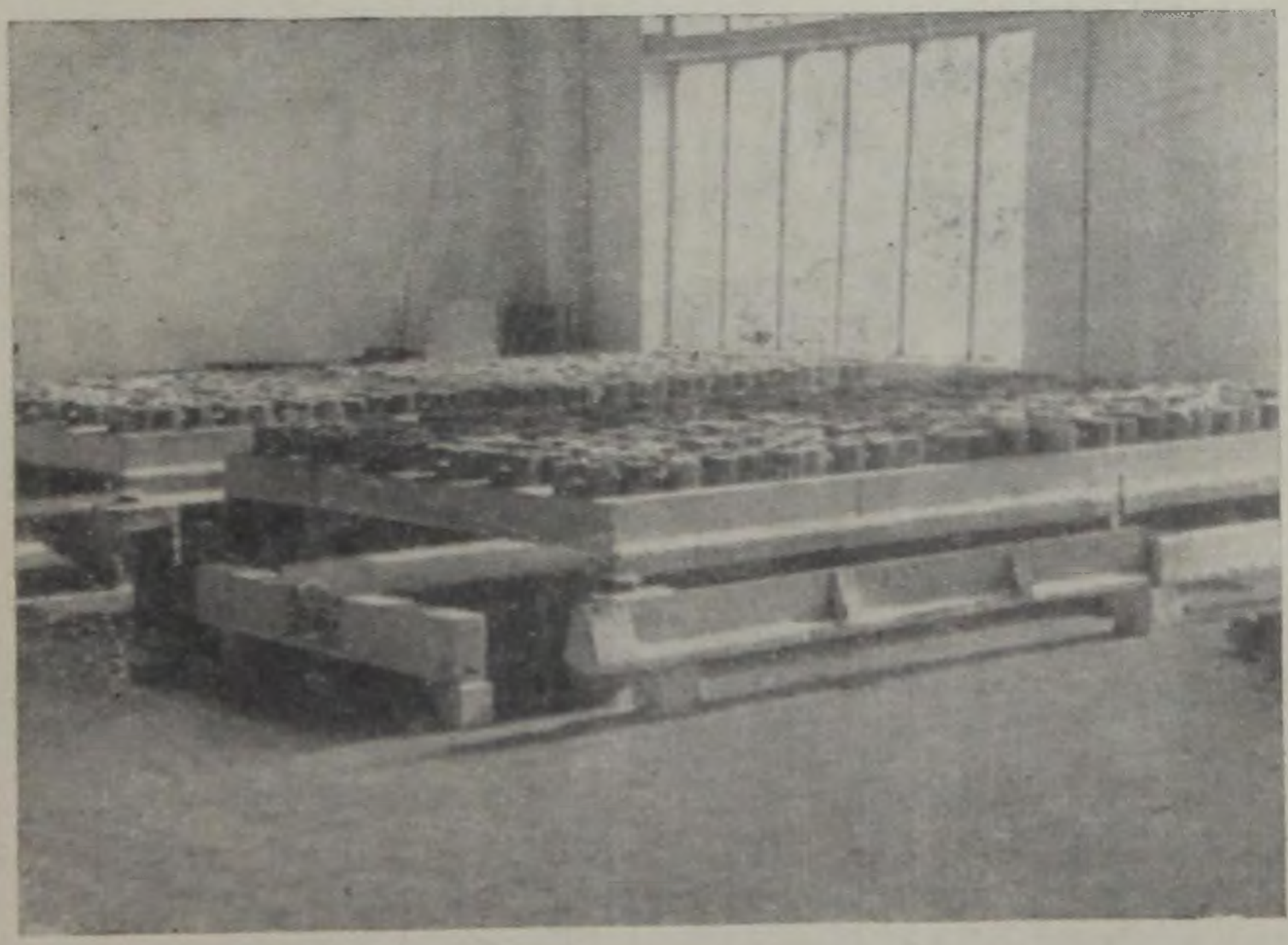


Рис. 62. Общий вид испытания предварительно напряженных плит 3×6 *м* под длительно действующей нагрузкой

нием прогиба во времени. Образец во время испытания показан на рис. 61.

Предварительно напряженные плиты промышленных покрытий размером 3×6 *м* изготовлялись из литоидпемзобетона. Предварительное напряжение осуществлялось семипроволочными прядями. Вся ненапряженная арматура и закладные детали устанавливались по альбому серии ПК-01-74/62. Из четырех плит две были испытаны под кратковременной нагрузкой до разрушения, а две — под длительно действующей нормативной. В процессе загружения и при выдержке под нагрузкой замерялись прогибы в середине пролета с двух противоположных сторон прогибомерами с ценой деления 0,01 *мм*. Для определения величины просадки опор во всех четырех углах были установлены индикаторы с ценой деления 0,01 *мм*. Деформации бетона сжатой и растянутой зон в середине пролета определялись компаратором с ценой деления 0,002 *мм* на базе 400 *мм*. Плиты загружались чугунными чушками весом 20 *кг* каждая этапами, равными ~ 0,1 $P_{разр}$ с выдержкой на каждом этапе 10 *мин* (рис. 62).

Составы примененных бетонов и полученные прочности испытанных балок и плит указаны в табл. 40.

Таблица 40

Вид элемента	Вид бетона	Состав бетона на 1 $м^3$ в *кг*				Прочность бетона в *кгс/см²*	Начальный прогиб при загружении в *мм*
		Ц	*П*	*Щ*	*В*		
Балки	Литоидпемзовый	535	612	466	267	396	3,57
	Аглопоритовый	535	575	530	234	407	3,2
	Тяжелый	383	622	1242	153	468	1,64
Плита 1	Литоидпемзовый	550	540	430	317	325	8,3
» 2	»	600	500	405	312	281	10,3

Как показали проведенные замеры деформаций бетона, нарастание прогиба происходит в основном за счет деформаций ползучести бетона сжатой зоны. По замеренным значениям прогибов составлен приведенный на рис. 65 график изменения коэффициента нарастания прогибов $f_{дл}/f_{кр}$ во времени.

Из совместного рассмотрения табл. 40 и рис. 63 можно вывести, что если первоначальный прогиб балок из легкого бетона больше, чем из тяжелого, то в процессе выдержки под нагрузкой его нарастание происходит менее интенсивно или во всяком случае не быстрее, чем у балок из тяжелого бетона.

На рис. 63 усматривается, что наибольшее превышение дли-

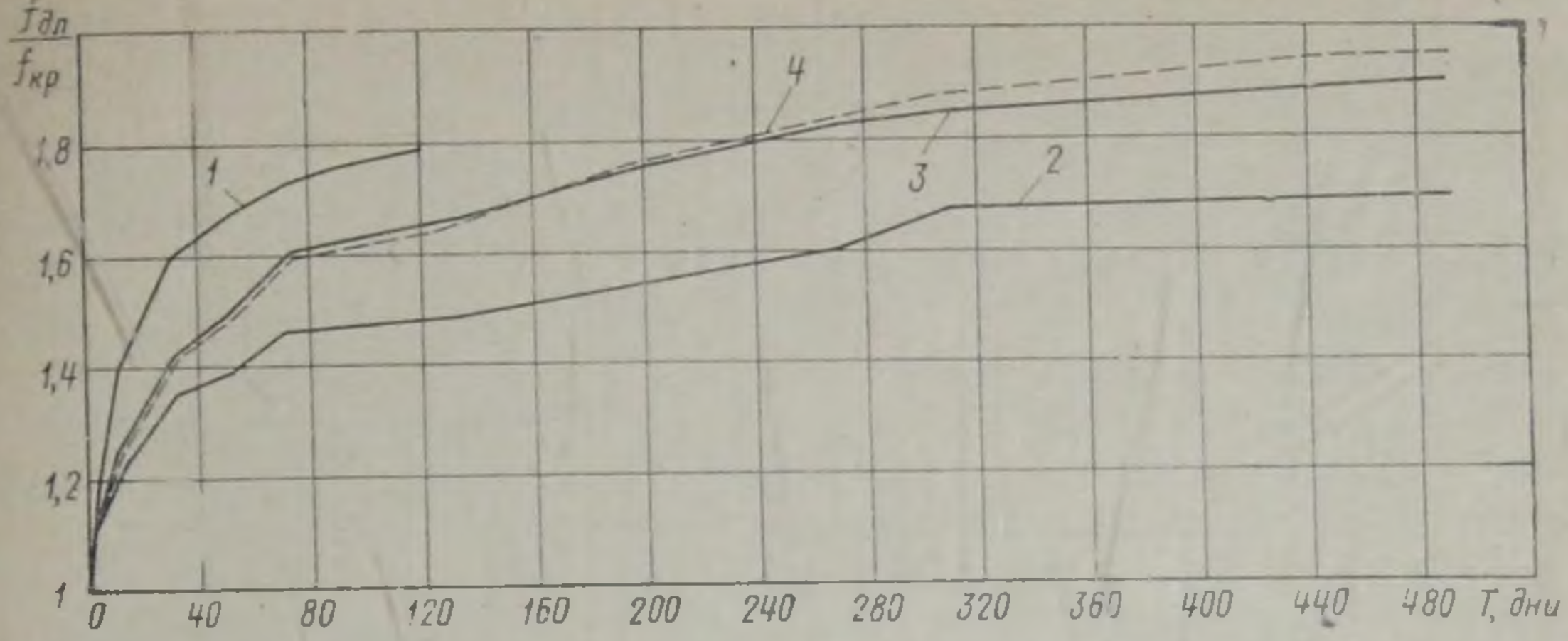


Рис. 63. Коэффициент нарастания прогибов образцов под длительно действующей нагрузкой

1 — предварительно напряженные литоиднопемзобетонные плиты 3×6 *м*; *2* — то же, балки; *3* — предварительно напряженные аглопоритобетонные балки; *4* — то же, из тяжелого бетона

тельного прогиба над кратковременным может быть двукратным.

Нормы проектирования [139] рекомендуют прогиб при длительно действующей нагрузке определять умножением начального (кратковременного) прогиба на коэффициент *c*, учитывающего увеличение прогиба вследствие ползучести бетона от длительного действия нагрузки. В зависимости от режима, в котором находится образец, изменяется рекомендуемая величина *c*. Для нормального режима (соответствует проведенным нами опытам) рекомендуется *c* принимать равным 2. По опытам можно рекомендовать также $c=2$. Если при нормальном режиме значения *c* получились близкими, то нет основания ожидать отличия *c* при других режимах; поэтому до постановки специальных опытов рекомендуется *c* принимать равным: а) при сухом режиме—3; б) при нормальном—2; в) при влажном — 1,5.

Глава V. НЕКОТОРЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ЛЕГКОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Как отмечалось выше, за последние годы значительно возрос интерес к применению легкого бетона в различных видах конструкций. Наибольший эффект от уменьшения собственного веса можно получить для конструкций массовых и создающих основную расчетную нагрузку на нижележащие несущие конструкции. К такого рода конструкциям могут быть отнесены многопустотные плиты перекрытий, плиты покрытий промышленных зданий и т. п. Поэтому при решении вопроса практического применения в первую очередь было обращено внимание на разработку этих конструкций.

Многопустотные панели перекрытий различных пролетов широко применяются в строительстве жилых, гражданских и общественных зданий. Изготовленные из легкого бетона при больших пролетах, они удовлетворяют условиям прочности, но не обеспечивают необходимой жесткости. Поэтому при больших пролетах рекомендуется изготовлять их предварительно напряженными [117]. Учитывая и другие преимущества от применения предварительного напряжения, по просьбе руководства завода железобетонных конструкций в Тбилиси мы провели исследование по переводу выпускаемых заводом ненапряженных плит из легкого бетона на предварительно напряженные. В качестве рабочей арматуры была применена сталь 25ГС, упрочненная вытяжкой. После упрочнения предел текучести стали составил 6350 *кгс/см*^{2}, предел прочности — 7700 *кгс/см*^{2}. Были изготовлены две предварительно напряженные панели длиной 586 *см*. Предварительное напряжение арматуры создавалось электротермическим способом и контролировалось прибором ПРД-6.

Испытание велось при равномерно распределенной нагрузке, создаваемой бетонными элементами. Испытание этих панелей показало, что они удовлетворяют необходимым техническим требованиям. Однако, хотя поперечная арматура и была установлена по проекту, применяемому для тяжелого бетона, в опорах появились трещины. В п. 4 гл. IV было показано, что интенсивность развития косых трещин значительно выше, чем нормальных. Поэтому было рекомендовано поперечную арматуру несколько усилить. С учетом этого были изготовлены еще две панели (№ 3 и 4), при испытании которых вплоть до разрушения косые трещины не были обнаружены.

Впоследствии проводились также выборочные испытания отдельных панелей при массовом производстве разработанных конструкций. Результаты испытания панелей в сопоставлении их с теоретическими сведены в табл. 41.

Таблица 41

№ панели	Марка панелей по альбому	Расчетный пролет при испытании в *см*	Выгиб панелей в *см*	Нагрузка трещинообразования в *кгс/м*^{2}			Разрушающая нагрузка в *кгс/м*^{2}		Прогиб при норм q без учета выгиба в *см*
				$q^{оп}$	$q^{норм}$	$\frac{q^{оп}}{q^{норм}}$	$\frac{q_р}{1{,}62}$	$\frac{q_р}{1{,}62\,q^{норм}}$	
1	ПТК-59-12	577	1,6	1300	1000	1,3	1015	1,015	1,05
2	ПТК-59-12	577	0,85	1100	1000	1,1	1015	1,015	1,3
3	ПТК-59-12	585	0,8	1195	1000	1,2	950	0,95	1,75
4	—	614	1,2	1060	800	1,32	815	1,02	1,55

Примечание. Плита № 4 длиной 6,26 *м* изготовлена с армированием, принятым для плит ПТК-59-12 длиной 6,86 *м*.

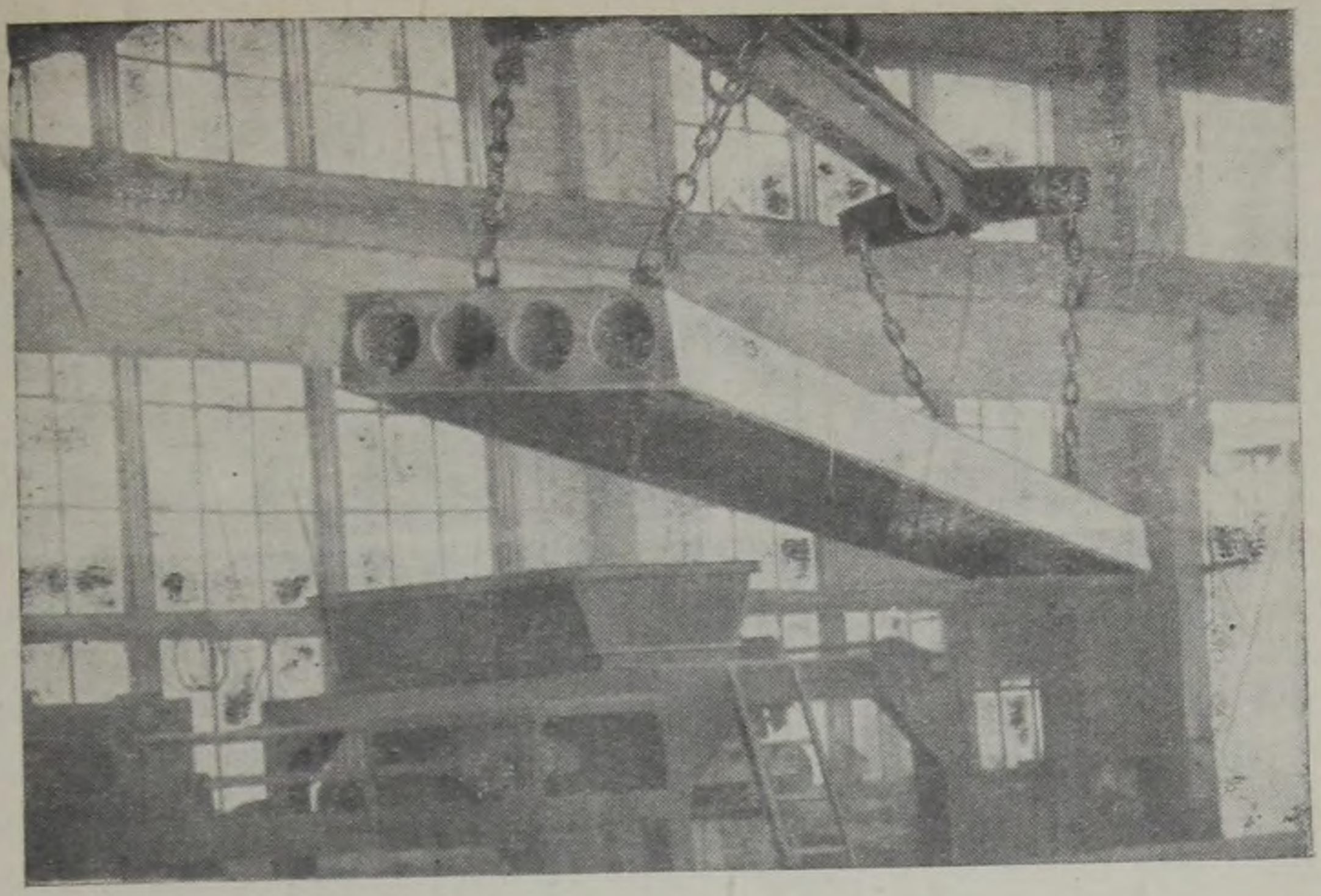


Рис. 64. Предварительно напряженная многопустотная панель перекрытия из легкого бетона

Сопоставление разрушающих нагрузок с проектными производилось следующим образом. В типовом альбоме приведена расчетная эксплуатационная нагрузка, соответствующая нормативной. По отношению к ней по прочности должен быть выдержан коэффициент запаса 1,62. Поэтому полученную фактическую разрушающую нагрузку делили на 1,62 и уже полученное значение сопоставляли с нормативной. Изготовленная четырехпустотная панель массового производства показана на рис. 64.

Испытание плит ПКЖ размером в плане 1,5×6 *м* показало, что их можно изготовлять из легкого железобетона в формах, применяемых для тяжелого бетона [115]; такие плиты из литоидпемзобетона получили широкое распространение в Армянской ССР.

Большие плиты промышленных зданий, такие как 3×6 *м*, 1,5×12 *м* и 3×12 *м*, требовали специального исследования. Такое исследование было проведено [108, 111, 117]. Изготовление экспериментальных образцов проводилось в формах, применяемых для тяжелого бетона, с пересчетом арматуры на семипроволочную прядь № 15 и учетом расчетных параметров легкого бетона. Все плиты изготовлялись из литоидпемзобетона, за исключением плиты № 5, которая как эталонная была изготовлена из тяжелого бетона. Плиты испытывались под равномерно распределенной нагрузкой через 3 месяца после изго-

товления. Плиты № 1 и 2 (табл. 42) были испытаны под длительно действующей нормативной нагрузкой в течение 120 дней (см. п. 5 гл. IV), после чего были доведены до разрушения; все остальные плиты — под кратковременной действующей нагрузкой до разрушения. Результаты испытания плит приведены в табл. 42. Нагрузка трещинообразования, помимо визуального определения, устанавливалась по излому кривых нагрузка—прогибы испытанных плит и по кривым деформаций растянутой зоны бетона.

Таблица 42

№ плит	Прочность бетона в день испытания в *кгс/см²*		Нагрузка трещинообразования в *кгс/см²*			Разрушающая нагрузка в *кгс/см²*			Выгиб плиты в *см*	Прогиб плиты при нагрузке трещинообразования в *см*
	R	$R_{пр}$	$q^{оп}$	$q^{теор}$	$\frac{q^{оп}}{q^{теор}}$ %	$q^{оп}$	$q^{теор}$	$\frac{q^{оп}}{q^{теор}}$ %		
Плиты размером 3×6 м										
1	365	323	323	328	—1,5	384	478	—19	1,3	0,83
2	343	282	323	328	—1,5	555	415	25	0,8	1,3
3	325	—	314	328	—6	402	386	4	1,5	1,43
4	305	—	297	325	—8,6	424	364	16,5	1,85	1,1
Плиты размером 3×12 м										
5	427	380	515	418	19	748	655	12	5,5	1,8
6	335	297	456	344	24	760	655	13,7	7	2,8
7	335	295	435	344	21	760	655	13,7	5,55	2,75

Плиты 3×12 *м* разрушились от образования в середине пролета пластического шарнира и следующего за этим разрушения сжатой зоны бетона. Плиты 3×6 *м* разрушились по косой трещине в опорном участке. Кроме этого, разрушилось торцовое поперечное ребро в месте примыкания его к главному продольному ребру. Разрушение его было вызвано недостаточностью анкеровки арматуры в продольном ребре толщиной 8 *см*. Поэтому было рекомендовано усилить опорные участки плит 3×6 *м* в случае изготовления их из легкого бетона. Изготовленная плита 3×12 *м* из легкого бетона показана на рис. 65.

На основании исследований в Государственном территориальном проектном институте Армпромпроект под руководством и при участии автора были запроектированы опытные образцы плит 3×6 и 3×12 *м* из легкого бетона на литоидной пемзе при проволочном и прядевом армировании.

Преимущество меньшего веса легких бетонов было решено использовать и в стесненных условиях крепления горных выработок, где механизированная укладка крепи затруднена. Была разработана конструкция верхняков, способных воспринять

горное давление 5 и 10 *тс/м²*. Заполнителем для легкого бетона служил тедзамит. Верхняки представляли собой круглопустотные балки сечением 20×22 *см* для однопутевых ($l=2{,}55$ *м*) и 20×24 *см* для двухпутевых штолен ($l=3{,}6$ *м*).

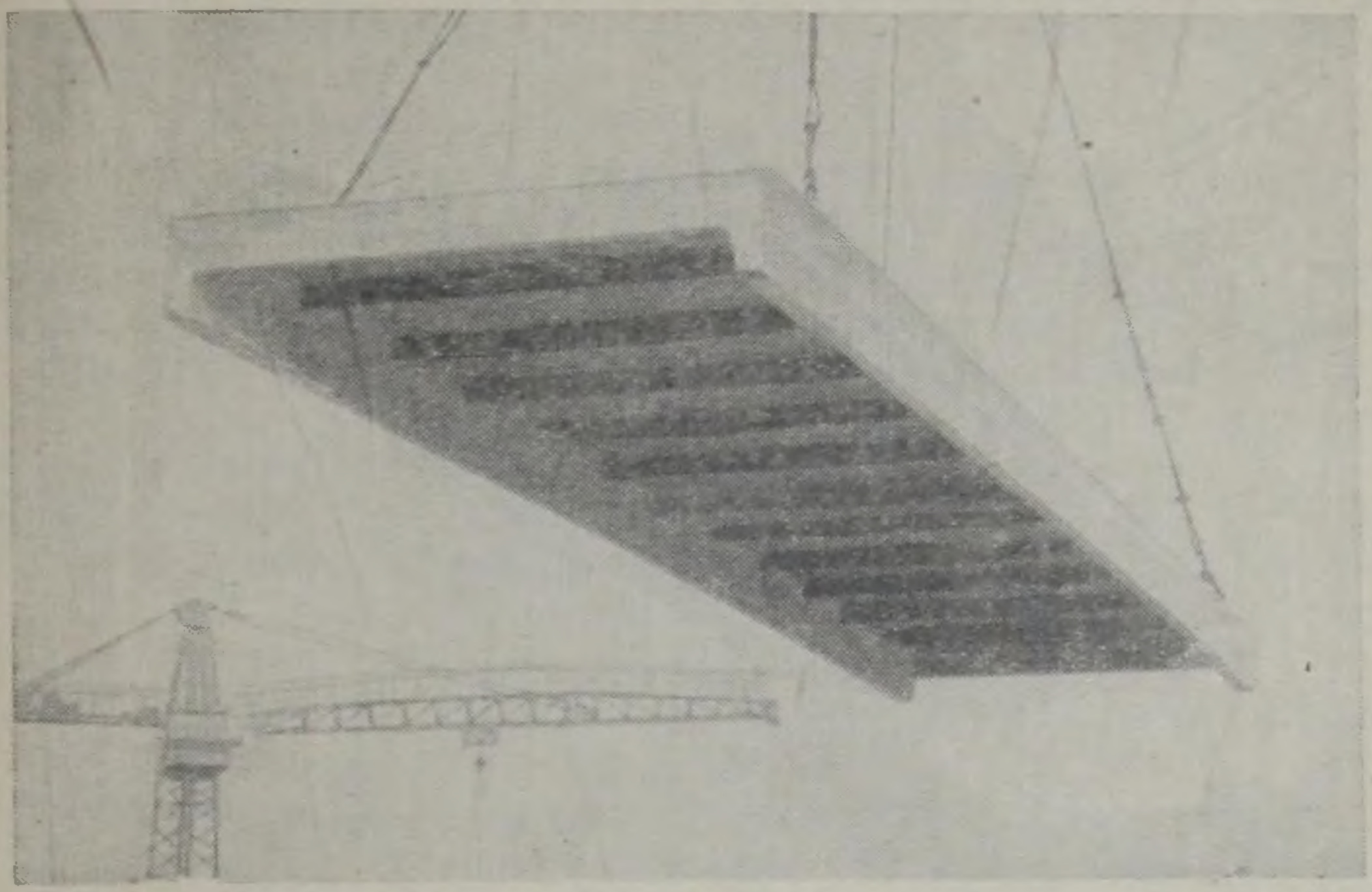


Рис. 65. Предварительно напряженная плита покрытия промышленного здания 3×12 *м* из литоиднопемзобетона

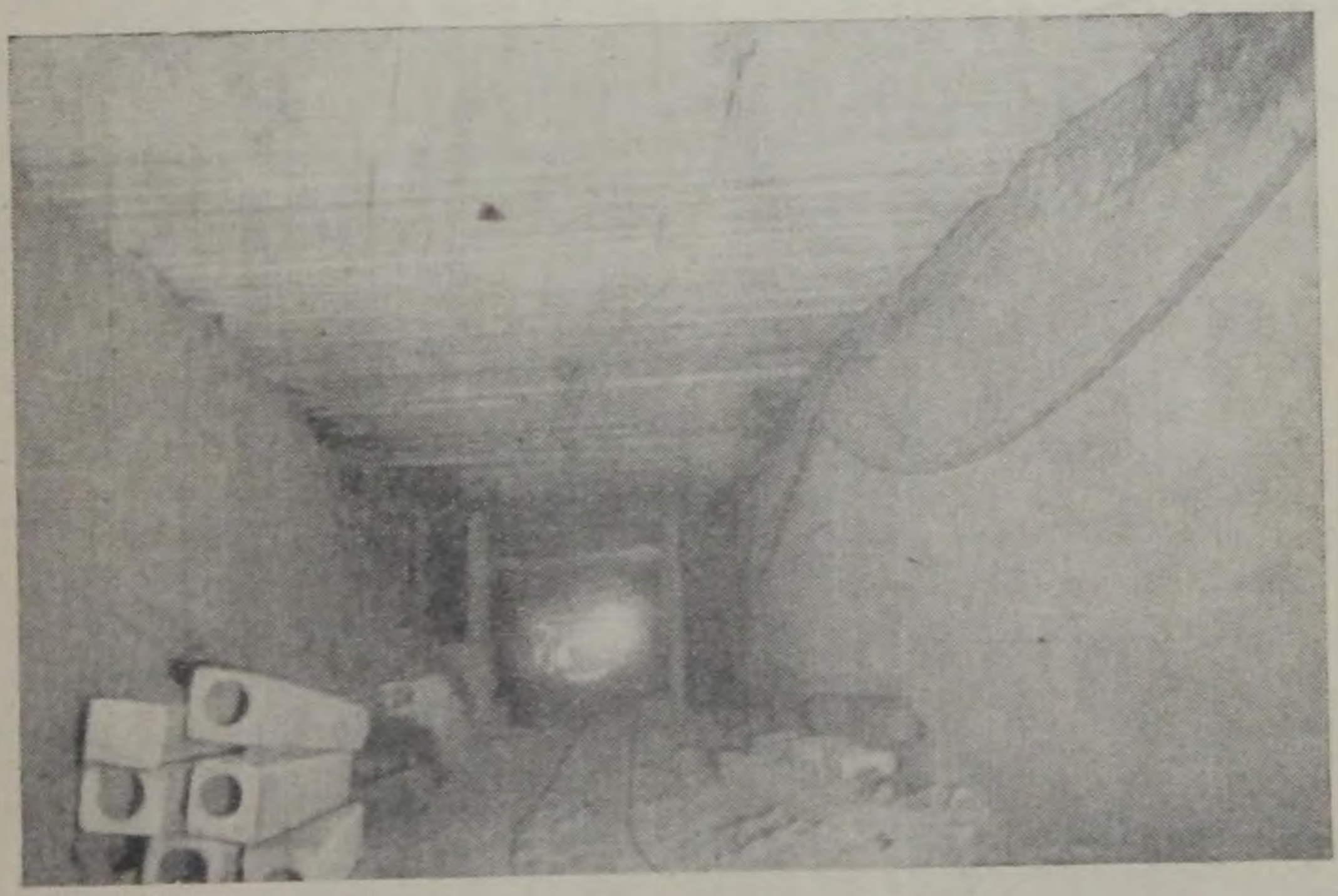


Рис. 66. Общий вид шахты с верхняками из тедзамитожелезобетона

Верхняки круглопустотного сечения были выбраны потому, что при их изготовлении можно было использовать оборудование, применяемое при изготовлении многопустотных панелей перекрытия с незначительной переделкой поддона. После испытания лабораторных образцов и уточнения конструкции [160] на Марнеульском КПП треста Грузшахтострой изготовили опытную партию — более 300 верхняков. Эти верхняки были доставлены на рудоуправление им. Димитрова треста Чиатурмарганец и уложены на опытных участках однопутевых и двухпутевых вентиляционных выработок. На рис. 66 показан общий вид шахты с верхняками из тедзамитожелезобетона. Крепление шахты произведено в апреле 1970 г. По настоящее время, как показывают натурные наблюдения, верхняки находятся в хорошем состоянии.

В настоящей главе рассмотрены только те конструкции, в исследовании и осуществлении которых автор принимал непосредственное участие или где работы выполнялись под его руководством.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аветисян Р. С., Пирадов А. Б. Экспериментальное исследование длины зоны анкеровки семипроволочных прядей в легком бетоне на литоидной пемзе. В сб.: «Исследования предварительно напряженного легкого железобетона на естественных заполнителях». Науч. сообщ. АИСМ, № 8, Ереван, 1966.

2. Аветисян Р. С., Пирадов А. Б., Асатрян В. Г. О коэффициенте линейного расширения легких бетонов на естественных заполнителях. Изв. АН АрмССР, серия техн. наук, т. XIX, № 4, 1966.

3. Азарян Р. Г., Бабаян А. А. К вопросу трещиностойкости и прочности наклонных сечений балок из легкого железобетона при отстутствии поперечной арматуры. Изв. АН АрмССР, серия техн. наук, т. XXII, № 6, 1969.

4. Акридин Д. В. Несущая способность гибких керамзитобетонных элементов при сжатии. В сб. НИИЖБ «Технология легких бетонов на пористых заполнителях и их применение в строительстве». Стройиздат, 1966.

5. Александровский С. В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия. Стройиздат, 1966.

6. Аракелян А. А. Расчет прочности бетона как капиллярно-пористого материала. Изв. АН АрмССР, серия техн. наук, т. XIII, № 2, 1960.

7. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. Гостехтеориздат, 1952.

8. Астрова Т. И., Дмитриев С. А., Мулин Н. И. Анкеровка стержневой арматуры периодического профиля в обычном и предварительно напряженном железобетоне. В сб. НИИЖБ «Расчет железобетонных конструкций», вып. 23, Госстройиздат, 1961.

9. Ахвердов И. Н., Израелит М. М. Технология и физико-механические свойства аглопоритобетона. «Бетон и железобетон», 1963, № 7.

10. Ахвердов И. Н., Ицкович С. М. Раскалывающий эффект при сжатии и некоторые особенности, наблюдаемые при испытании легких бетонов. В сб.: «Аглопорит и аглопоритобетон». «Наука и техника», Минск, 1964.

11. Бабаян А. А., Азарян Р. Г. Экспериментальное исследование несущей способности изгибаемых элементов из легкого железобетона по наклонным сечениям. Изв. АН АрмССР, серия техн. наук, т. XXII, № 2, 1969.

12. Бабич Е. М., Каценко Л. С., Макаренко Л. П. Исследование упругости ползучести и релаксации напряжений в керамзитобетоне. В сб.: «Строительные материалы, детали и изделия», вып. XII. «Будівельник», Киев, 1969.

13. Баженов Ю. М. Бетон при динамическом нагружении. Стройиздат, 1970.

14. Баженов Ю. М. Влияние влажности на прочность бетона при различных скоростях нагружения. «Бетон и железобетон», 1966, № 12.

15. Баранов А. Т., Бужевич Г. А. Золобетон. Госстройиздат. 1960.

16. Белобров И. К., Щербина В. И. Влияние быстрых загружений на прочность железобетонных балок. В сб. НИИЖБ «Влияние скорости нагружения, гибкости и крутящих моментов на прочность железобетонных конструкций». Стройиздат, 1970.

17. Белов А. В. О влиянии арматуры на величину усадочных напряжений в бетоне. Изв. ВНИИГ, т. 45. Госэнергоиздат, 1951.

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

19. Бердичевский Г. И., Маркаров Н. А. Учет фактора времени при определении потерь напряжений от ползучести бетона. «Бетон и железобетон», 1960, № 9.

20. Боришанский М. С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах по стадии разрушения. Госстройиздат, 1946.

21. Бужевич Г. А. Исследования по крупнопористому бетону на пористых заполнителях. Науч. сообщ. НИИЖБ, вып. 12. Госстройиздат, 1962.

22. Бужевич Г. А., Корнев Н. А. Керамзитожелезобетон. Госстройиздат, 1963.

23. Булай Ю. А. Исследование прочности на срез предварительно напряженных аглопоритобетонных изгибаемых элементов. В сб.: «Исследования по вопросам строительства». Мин. высшего, среднего спец. и проф. образования БССР, Минск, 1962.

24. Ваганов А. И. Исследование свойств керамзитобетона. Госстройиздат, 1960.

25. Вартапетян А. А. Экспериментальное исследование несущей способности коротких сжатых элементов из легкого железобетона. В сб.: «Исследования предварительно напряженного легкого железобетона на естественных заполнителях». Научные сообщ. АИСМ, № 8, Ереван, 1966.

26. Васильковский А. А. Свойства конструктивного термозитобетона, «Будівельник», Киев, 1965.

27. Волянский А. А. Прочность и деформативность легкого бетона на основе алевролитов Донбасса. Госстройиздат УССР, Киев, 1958.

28. Временная инструкция по расчету и проектированию железобетонных конструкций из тедзамита. НИИСМ, Тбилиси, 1968.

29. Гвоздев А. А. Состояние и задачи исследования сцепления арматуры с бетоном. Доклад на совещании по проблеме сцепления арматуры с бетоном. Челябинск, 25—27 июня 1968 г., Челябинский политехнический институт, Челябинск, 1968.

30. Гийон И. Предварительно напряженный железобетон (пер. с франц.). Госстройиздат, 1959.

31. Гладышев Б. М. Экспериментальные данные о работе бетона при местном сжатии. В сб.: «Водопроводные и канализационные сооружения», вып. VIII, Киев, 1968.

32. Голубицкий Б. А. Исследование сопротивления армированных

изгибаемых элементов из перлитобетона поперечной силе. Азербайджанский политехнический институт. Ученые записки, серия X, № 2 (10), 1967.

33. Голышев А. Б., Полищук В. П., Колпаков Ю. А. Расчет сборно-монолитных конструкций с учетом фактора времени. «Будівельник», Киев 1969.

34. Горчаков Г. И., Лифанов И. И., Орентлихер Л. П., Мурадов Э. Г. Методика определения температурных деформаций пористых заполнителей и легких бетонов. В сб.: «Методы испытания пористых заполнителей, легкобетонных смесей и легких бетонов на пористых заполнителях». Стройиздат, 1967.

35. Горчаков Г. И., Лифанов И. И., Терехин Л. Н. Коэффициенты температурного расширения и температурные деформации строительных материалов. Изд-во Комитета стандартов, мер и измерительных приборов при Совете Министров СССР, 1968.

36. Дмитриев В. П. Оценка прочности и трещиностойкости стеновых панелей из легких бетонов. В сб.: «Железобетонные конструкции. Теоретические и экспериментальные исследования». Академия строительства и архитектуры СССР, Уральский филиал, Челябинск, 1963.

37. Дмитриев В. П. Экспериментальное определение характеристик ползучести шлакопемзобетона. Всесоюзная конференция по легким бетонам. Сб. № 3. Стройиздат, 1970.

38. Дмитриев С. А., Калатуров Б. А. Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций. Госстройиздат, 1963.

39. Довжик В. Г., Кайсер Л. А., Дорф В. А., Гроссман Э. А. Показатель прочности керамзита при испытании по стандарту и его связь с прочностью керамзитобетона В сб.: «Методы испытания пористых заполнителей легкобетонных смесей и легких бетонов на пористых заполнителях». Стройиздат, 1967.

40. Дрозд Я. Н., Пастушков Г. П., Добанов А. Т. Прочность, жесткость и трещиностойкость аглопоритожелезобетонной предварительно напряженной балки пролетного строения моста $L = 22{,}16$ *м*. «Бетон и железобетон», 1967, № 8.

41. Дрозд Я. Н., Косарев В. Л. Исследование зоны анкеровки прядевой арматуры в аглопоритобетонных изгибаемых элементах. Известия высших учебных заведений. «Строительство и архитектура», Новосибирск. 1970, № 2.

42. Евдокимов А. А., Пфлаумер О. Э. Технология и строительные свойства бетона на искусственных пористых заполнителях. Госстройиздат, 1959.

43. Евсеева С. Н. Влияние скорости нагружения на прочность и деформативность легких бетонов. Всесоюзная конференция по легким бетонам. Сборник № 5 (подготовлен АИСМ Госстроя АрмССР), Ереван, 1970.

44. Езекиэл М., Фокс К. Методы анализа корреляций и регрессий (пер. с англ.). «Статистика», 1966.

45. Емельянов А. А. Об оценке усадочных свойств бетонов. «Бетон и железобетон», 1967, № 3.

46. Завриев К. С. Достижения и перспективы развития теории и прак-

тики бетонов и железобетона в Грузии. В сб.: «Бетон и железобетонные конструкции». Изд. ГрузНИТО строителей, Тбилиси, 1948.

47. Зеленкова Г. Дослідження шлакопемзобетону. «Будівельні матеріали конструкції», 1967, № 6.

48. Иванов И. А., Макридин Н. И. Предварительное обжатие пористого заполнителя и его растяжимость в легком конструктивном бетоне. «Бетон и железобетон», 1968, № 5.

49. Иванов И. А., Макридин Н. И. Усадка керамзитобетона в начальные сроки его твердения в зависимости от влажности заполнителя. В сб.: «Ползучесть и усадка бетона». Материалы совещания в Киеве, 1969. Стройиздат, 1969.

50. Израелит М. М. О долговечности и деформативных свойствах аглопоритобетона. В сб.: «Производство легких заполнителей и бетонов на их основе». Изд-во Мин. высшего, среднего спец. и проф. образования БССР, Минск, 1963.

51. Израелит М. М. Прочностные свойства конструктивного аглопоритобетона. В сб.: «Производство легких заполнителей и бетонов на их основе». Изд-во Мин. высшего, среднего спец. и проф. образования БССР, Минск, 1963.

52. Израелит М. М. Прочность сцепления стальной арматуры с аглопоритобетоном. В сб.: «Аглопорит и аглопоритобетон». «Наука и техника», Минск, 1964.

53. Израелит М. М., Каган С. М., Вейнер Б. Б., Аксенович Г. Н. Анкеровка стержневой арматуры в легком конструктивно-теплоизоляционном бетоне. В сб. НИИСМ «Новые строительные материалы и изделия», Минск, 1967.

54. Ионнисян С. Г. Исследование деформаций изгибаемых элементов из высокопрочных легких бетонов, армированных стержневой арматурой повышенной прочности. Научн. сообщ. АИСМ, вып. 8, Ереван, 1966.

55. Ицкович С. М. Прочность пористых материалов и бетонов на пористых заполнителях. В сб.: «Производство легких заполнителей и бетонов на их основе». Изд-во Мин. высшего, среднего спец. и проф. образования БССР, Минск, 1963.

56. Каган С. М. Конструктивно-теплоизоляционный аглопоритобетон на вспученном перлитовом песке для стеновых конструкций. В сб.: «Новые строительные материалы и изделия». «Наука и техника», Минск, 1967.

57. Калениченко А. Г., Зорич А. С. О влиянии замены в некоторых конструкциях обычного бетона активизированной массой из доменных шлаков. Сб. ЮжНИИ «Строительные конструкции», вып. 3. Харьковское кн. изд-во, 1959.

58. Калнайс А. А., Тетерс Г. А., Шкербелис К. К. Исследование прочности и деформативности конструктивного газобетона. В сб.: «Исследования по бетону и железобетону», т. IV. Изд-во АН ЛатвССР, Рига, 1959.

59. Каминскас А. Ю., Марчюкайтис Г. В. Влияние температуры бетона после прогрева на его сцепление с проволочной арматурой. В сб.: «Материалы республиканской конференции, посвященной 100-летию со дня

рождения проф. А. Ф. Лолейта». Центральное бюро технической информации и пропаганды Госстроя Литовской ССР, Вильнюс, 1968.

60. Карапетян К. С. О ползучести туфобетона. Изв. АН АрмССР, Физ.-мат., естеств. и техн. науки, т. V, № 4, Ереван, 1952.

61. Карапетян К. С. Влияние размеров образца на усадку и ползучесть бетона. Изв. АН АрмССР, серия физ.-мат. наук, т. IX, № 1, 1956.

62. Карапетян К. С., Котикян Р. А. Влияние масштабного фактора на усадку бетона. Изв. АН АрмССР, серия физ.-мат. наук, т. XVII, № 2, 1964.

63. Каширский Ю. А., Чебуков М. Ф. Некоторые механические свойства золобетонов и легких бетонов, изготовленных на известково-цементно-зольном вяжущем. В сб. НИИПромзданий «Исследование сборных и сборно-монолитных конструкций из легких и ячеистых бетонов». Госстройиздат, 1960.

64. Квирикадзе О. П. О зависимости между деформациями бетона и скоростью нагружения. Изд-во АН ГрузССР, Тбилиси, 1962.

65. Киселев Д. П., Кудрявцев А. А. Поризованные легкие бетоны. Стройиздат, 1966.

66. Кольнер В. М., Серова Л. П. Влияние усадочных деформаций на сцепление проволочной арматуры с бетоном. В сб. ВНИИЖелезобетона «Анкеровка арматуры в бетоне». Стройиздат, 1969.

67. Корзун С. И. Экспериментальные исследования усадки и ползучести аглопоритобетона. «Бетон и железобетон», 1966, № 2.

68. Корнев Н. А., Вейнер Б. Б. Анкеровка арматуры повышенной прочности в легких бетонах. «Бетон и железобетон», 1966, № 10.

69. Корнев Н. А., Вейнер Б. Б. Особенности анкеровки предварительно напряженной высокопрочной арматуры в легких бетонах. В сб. НИИЖБ «Технология легких бетонов на пористых заполнителях и их применение в строительстве». Стройиздат, 1966.

70. Корнев Н. А., Морозенский В. Л., Бокман В. З. О развитии усадки и ползучести высокопрочного керамзитобетона. Всесоюзная конференция по легким бетонам. Сб. № 3, Стройиздат, 1970.

71. Корнилович Ю. Е. Вопросы прочности легких бетонов. «Бетон и железобетон», 1961, № 2.

72. Коровкин А. П. Усадка и ползучесть керамзитобетона. «Строительство железных дорог и путевое хозяйство», 1941, № 5—6.

73. Кудрявцев А. А. О длине зоны анкеровки арматуры в предварительно напряженном керамзитобетоне. «Бетон и железобетон», 1959, №. 2.

74. Кудрявцев А. А. Коэффициенты линейного расширения легких бетонов. В сб. НИИЖБ «Технология и заводское изготовление бетонов», вып. 32. Госстройиздат, 1963.

75. Кудрявцев А. А. Ползучесть и усадка керамзитобетона низких марок. В сб. НИИЖБ «Технология легких бетонов на пористых заполнителях и их применение в строительстве». Стройиздат, 1966.

76. Кудрявцев А. А. Усадка и ползучесть конструктивного керамзитобетона. Всесоюзная конференция по легким бетонам. Сб. № 3, Стройиздат, 1970.

77. Кудряшев И. Т. Автоклавные ячеистые бетоны на основе пены. «Бетон и железобетон», 1956, № 4.

78. Кузнецова Л. А. Конструктивные свойства высокопрочного мелкозернистого керамзитобетона. В сб.: «Доклады научно-технической конференции по бетону и железобетону», Владивосток, 1968.

79. Леви Ж. П. Легкие бетоны (пер. с франц.). Госстройиздат, 1958.

80. Леонгардт Ф. Напряженно армированный железобетон и его практическое применение (пер. с нем.). Госстройиздат, 1957.

81. Линдерберг Б. Я., Куннос Г. Я. Основные физико-механические свойства золобетонов. В сб.: «Исследования по бетону и железобетону», т. IV, Изд-во АН ЛатвССР, Рига, 1959.

82. Лукаев Л. П., Эфрос Г. М., Глик Л. Б. Шлаковая пемза. Стройиздат, 1968.

83. Людковский И. Г., Мизернюк Б. Н., Терехова Г. Б. Влияние процента армирования на деформации усадки железобетонных элементов. В сб. НИИЖБ «Ползучесть и усадка бетона». Материалы совещания, подготовленного НИИЖБ Госстроя СССР. Отдел научно-технической информации НИИЖБ Госстроя СССР, 1969.

84. Маилян Р. Л. Бетон на карбонатных заполнителях. Изд-во Ростовского университета, 1967.

85. Мальцов К. А. Физический смысл условного предела прочности бетона на растяжение при изгибе. «Бетон и железобетон», 1958, № 3.

86. Масленникова М. Г. Легкие жароупорные бетоны на жидком стекле и портландцементе. Научное сообщение НИИЖБ, вып. 4. Госстройиздат, 1958.

87. Медведев С. Р. Керамзит и керамзитобетон на Волгоградстрое. «Гидротехническое строительство», 1956, № 1.

88. Мешкаускас Ю. И. Изменение во времени прочностных и деформативных свойств конструктивного керамзитобетона на местных заполнителях. В сб.: «Производство и применение конструкций из легких и ячеистых бетонов». Материалы Республиканской конференции, Каунас, октябрь 1970, Центр. бюро техн. информации и пропаганды Госстроя Литовской ССР, Вильнюс, 1970.

89. Мешкаускас Ю. И. Особенности деформаций и ползучести конструктивного керамзитобетона. Всесоюзная конференция по легким бетонам в Минске, 1970. Сб. № 3, Стройиздат, 1970.

90. Михайлов В. В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Госстройиздат, 1963.

91. Михайлов К. В., Михайлов В. Г. Основные направления технического прогресса железобетона в 1971—1980 гг. «Бетон и железобетон», 1970, № 1.

92. Мишутин В. А. Исследование судостроительных бетонов. «Судостроение», Л., 1967.

93. Мурашев В. И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона. Машстройиздат, 1950.

94. Мюльман Э. Р. Легкие бетоны на основе обожженного тедзамского

туфа (тедзамита). Канд. диссерт. Тбилисский научно-иссл. инст. сооружений и гидроэнергетики, Тбилиси, 1965.

95. Налимов В. В., Чернова Н. А. Статистические методы планирования экспериментальных экоперименто в. «Наука», 1965.

96. Нациевский Ю. Д., Зайончковский Б. Ф. Метод ускоренного определения усадки легких бетонов. НИИСМИ, Киев, 1969.

97. Новопашин А. А., Скрябин М. М. Проектирование состава керамзитобетона и требования к материалам. В сб.: «Технология легких бетонов на пористых заполнителях и их применение в строительстве». Стройиздат, 1966.

98. Осипов Л. А. Физико-механические свойства керамзитобетона, применяемого на Волгоградгидрострое. «Производственный бюллетень Волгоградгидростроя», 1958, № 2.

99. Осидзе В. И., Балавадзе В. К. Исследование трещиноустойчивости и жесткости конструкций из легкого гидротехнического железобетона. Научно-техн. отчет ТНИСГЭИ, тема № 26, 1955.

100. Осидзе В. И., Дацко Т. Я. Изучение специальных свойств легкого бетона. Научно-техн. отчет ТНИСГЭИ, Тбилиси, 1951.

101. Панасюженков Я. Д. Исследование свойств керамзитобетона. Научные сообщения НИИЖБ, вып. 13. Госстройиздат, 1963.

102. Певзнер Э. Д., Кучер Е. С. Применение доломитового вяжущего для приготовления легких бетонов. В сб.: «Производство легких заполнителей и бетонов на их основе»». Изд-во Мин. высшего, среднего спец. и проф. образования БССР, Минск, 1963.

103. Петров А. Н. Экспериментальное исследование бетона при нагружении сжатием и срезом. «Бетон и железобетон», 1966, № 11.

104. Плетнев М. М., Израелит М. М. Опытные стропильные фермы пролетом 24 *м* из аглопоритобетона марок 400 и 500. В сб.: «Аглопорит и аглопоритобетон». «Наука и техника», Минск, 1964.

105. Писанко Г. Н. Исследование прочностных и деформативных свойств высокопрочных бетонов. В сб. ЦНИИС «Исследование бетона и железобетонных конструкций транспортных сооружений». Трансжелдориздат, 1960.

106. Пинаджян В. В., Епоян А. О. Статическая и усталостная прочность легких бетонов на естественных заполнителях. В сб.: «Исследования предварительно напряженного легкого железобетона на естественных заполнителях». Научн. сообщ. АИСМ, № 8, Ереван, 1966.

107. Пирадов А. Б. Исследование сцепления гладкой арматуры с бетоном на кармрашенском шлаке. «Промышленность Армении», Ереван, 1964, № 9.

108. Пирадов А. Б. Проведение необходимых экспериментальных работ по изучению потерь напряжений от ползучести и усадки бетона в предварительно напряженных несущих конструкциях: плиты-панели промышленных покрытий пролетом 6 *м* и 12 *м*. Научно-технический отчет АИСМ, Ереван, 1966.

109. Пирадов А. Б. О прочности легких бетонов на естественных за-

полнителях при испытании их на растяжение и изгиб. «Промышленность Армении», 1966, № 5.

110. Пирадов А. Б. Исследование сцепления арматуры с легкими бетонами на естественных заполнителях. В сб.: «Сцепление арматуры с бетоном». Краткое изложение сообщений на конференции по проблеме сцепления арматуры с бетоном (25—27 июня 1968 г.). Челябинский политехнический институт, Челябинск, 1968.

111. Пирадов А. Б. Исследование работы предварительно напряженных плит промнокрытий из легкого бетона с прядевым армированием. «Бетон и железобетон», 1969, № 3.

112. Пирадов А. Б. Влияние размеров образцов на прочность легкого бетона при смятии. В сб. кратк. содерж. докладов объединенной сессии науч-но-иссл. институтов Закавказских республик по строительству. Арм. институт строительных материалов и сооружений, Ереван, 1969.

113. Пирадов А. Б. Зона анкеровки высокопрочной проволоки в легком бетоне. Труды ТНИСГЭИ, вып. III. Тбилиси, 1971.

114. Пирадов А. Б. Работа легкого бетона при динамическом действии нагрузки. «Энергетическое строительство», 1971, № 5.

115. Пирадов А. Б., Акопян А. В. Заводское изготовление плит промпокрытий типа ПКЖ из легкого железобетона. «Промышленность Армении», 1966, № 3.

116. Пирадов А. Б., Мириманов Г. И. Прибор для определения напряжений в арматуре. В сб. «Материалы ко 2-му симпозиуму» «Экспериментальные исследования инженерных сооружений», т. 1. Изд-во АН АрмССР, Ереван, 1969.

117. Пирадов А. Б., Мхикян А. М. Исследование работы предварительно напряженных многопустотных панелей перекрытий и плит промпокрытий из легкого железобетона на естественных заполнителях. В сб.: «Материалы VI конференции по бетону и железобетону в г. Риге», Ереван, 1965.

118. Пирадов А. Б., Чанкветадзе В. А., Чиковани Т. А., Гургенидзе Г. А., Юрятин А. М. Применение корреляционного анализа в исследовании прочности легкого бетона. «Бетон и железобетон», 1971, № 3.

119. Пирадов А. Б., Шакарян Л. С. Экспериментальное исследование прочности сцепления арматуры с легкими бетонами на природных заполнителях. Известия АН АрмССР серия техн. наук, т. XVIII, № 5, 1965.

120. Пирадов А. Б., Юрятин А. М. Исследование прочности легкого бетона на срез. Известия ТНИСГЭИ, т. 20. «Энергия», 1970.

121. Попко В. Н., Григорьев Ю. М. Прочностные и упруго-пластические свойства легкого бетона на основе аглопорита окатанной формы. В сб. НИИЖБ «Технология легких бетонов на пористых заполнителях и их применение в строительстве». Стройиздат, 1966.

122. Попов Н. Н., Расторгуев Б. С. Расчет железобетонных конструкций на действие кратковременных динамических нагрузок. Стройиздат, 1964.

123. Радкевич Б. Л. Усадка и ползучесть сжатых керамзитобетонных элементов. «Бетон и железобетон», 1961, № 8.

124. Рекомендации по проектированию конструкций из легких бетонов. Стройиздат, 1970.

125. Романов Ю. М. Некоторые свойства шлакопемзобетона, изготовленного двухстадийным перемешиванием бетонной смеси. В сб. НИИЖБ «Технология легких бетонов на пористых заполнителях и их применение в строительстве». Стройиздат, 1966.

126. Саркисян Р. Р. Исследование ползучести и усадки легких бетонов для обычных и предварительно напряженных изделий и конструкций, формуемых методами, применяемыми в заводской технологии. Научно-технический отчет АИСМ, Ереван, 1961.

127. Саркисян Р. Р., Давтян К. А. Разработка технологии изготовления панелей и других изделий с применением в качестве заполнителей керамзитошлаковой пемзы и вспученного перлита. Научно-техн. отчет АИСМ, Ереван, 1965.

128. Семенов А. И. Прочностные свойства легкого бетона на щебне из шлаковой пемзы. В сб. ЮжНИИ «Шлаковые заполнители и бетоны на их основе». Харьковское областное изд-во, 1958.

129. Семенцов Н. А. О коэффициенте линейного расширения пеносиликата при нагревании. «Бетон и железобетон», 1957, № 12.

130. Симонов М. З. Вопросы расчета обычного и легкого железобетона. Издание Закавказского ин-та сооружений и НИТО Грузии, Азербайджана и Армении, Тифлис, 1935.

131. Симонов М. З. Бетон и железобетон на пористых заполнителях. Госстройиздат, 1955.

132. Симонов М. З., Евсеева С. Н. Прочность легкого бетона на растяжение. «Бетон и железобетон», 1966, № 10.

133. Симонов М. З., Мхикян А. М. Разработка технологии изготовления панелей перекрытий предварительно напряженного легкого железобетона со струнным армированием и уточнением методов проектирования таких панелей. Научно-техн. отчет АИСМ, Ереван, 1961.

134. Симонов М. З., Саркисян Р. Р. Разработка технологии бетона для самоходного комбайна с применением местных материалов. Научно-техн. отчет АИСМ, Ереван, 1960.

135. Скоробогатов С. М. Физико-механические свойства термозитобетона. В сб. НИИПромзданий «Исследование сборных и сборно-монолитных конструкций из легких и ячеистых бетонов». Госстройиздат, 1960.

136. Скрамтаев Б. Г., Попов Н. А., Герливанов Н. А., Мудров Г. Г. Строительные материалы. Промстройиздат, 1954.

137. Спивак Н. Я., Баулин Д. К., Баджагян В. С. Влияние структуры керамзитобетона на его свойства в стеновых панелях. «Бетон и железобетон», 1965, № 11.

138. Столяров Я. В. Введение в теорию железобетона. Госстройиздат, 1941.

139. Строительные нормы и правила, часть II, раздел В, глава I. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования (СНиП II-В.1-62*). Стройиздат, 1970.

140. Строительные нормы и правила, часть II, раздел В, глава I. Бетон-

ные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования (СНиП II-В.1-72). Стройиздат, 1970.

141. Сцепление арматуры с бетоном. Краткое изложение сообщений на конференции по проблеме сцепления арматуры с бетоном, 25—27 июня 1968 г., Челябинский политехн. институт, Челябинск, 1968.

142. Танаков М. М. Ползучесть и усадка легких бетонов с добавкой золы ТЭЦ. В сб.: «Легкие и тяжелые бетоны в строительстве Кузбасса». Кемеровское книжное изд-во, 1966.

143. Танаков М. М. К вопросу о применении легких бетонов с добавлением золы ТЭЦ. В сб.: «Легкие и тяжелые бетоны в строительстве Кузбасса». Кемеровское книжное изд-во, 1966.

144. Татишвили А. З., Серингюлян В. В., Кикнадзе М. И. Уточнение физико-технических характеристик перлитобетона и изделий из него. Научно-техн. отчеты НИИСМ за 1964 и 1965 гг., Тбилиси.

145. Татишвили А. З., Серингюлян В. В., Мюльман Э. Р., Кикнадзе М. И. Исследование некоторых железобетонных изделий, конструкций и элементов на бетонах из местных легких заполнителей. Научно-техн. отчет НИИСМ, Тбилиси, 1964.

146. Улицкий И. И. Теория и расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов. «Будівельник», Киев, 1967.

147. Улицкий И. И., Ривкин С. А., Самолетов М. В., Дыховичный А. А. Железобетонные конструкции. Гостехиздат УССР, Киев, 1958.

148. Уточнения и дополнения к СНиП II-А.10-62 и СНиП II-В.1-62, относящиеся к проектированию конструкций из легких бетонов на естественных пористых заполнителях вулканического происхождения. АИСМ, Ереван, 1968.

149. Фрайдельд С. Е. Собственные напряжения в железобетоне. Госстройиздат, 1941.

150. Фрейсине Е. Переворот в технике бетона (пер. с франц.). ОИТИ, 1938.

151. Худавердян В. М. Метод проектирования составов туфобетона. Изд-во АН Армянской ССР, Ереван, 1950.

152. Хуторянский М. С., Цацкина Ф. Н. Влияние вида мелкого заполнителя на основные свойства керамзитобетона. В сб.: «Строительные материалы, детали и изделия», вып. 1 «Бетоны». «Будівельник», Киев, 1965.

153. Цилосани З. Н. Усадка и ползучесть бетона. Изд-во АН ГрузССР, Тбилиси, 1963.

154. Цискрели Г. Д. Вопросы проектирования легкого бетона. В сб.: «Труды IV Всесоюзной конференции по бетону и железобетонным конструкциям». Стройиздат, 1949.

155. Цискрели Г. Д. Исследование деформативных свойств на сжатие обычных и легких бетонов. В сб. «Труды ТБИИЖТ», вып. 22. Трансжелдориздат, 1950.

156. Цискрели Г. Д. Сопротивление растяжению неармированных и армированных бетонов. Госстройиздат, 1954.

157. Цискрели Г. Д. Разработка расчетных сопротивлений бетона на

действие сейсмических нагрузок. Научно-техн. отчет ТНИСГЭИ, тема № 101, Тбилиси, 1970.

158. Цискрели Г. Д., Пирадов А. Б. О нормировании модуля упругости легкого бетона. «Бетон и железобетон», 1968, № 5.

159. Цискрели Г. Д., Пирадов А. Б. Однородность легких бетонов. Техническая информация Госстроя ГрузССР. «Строительство и архитектура», Тбилиси, № 25, 1969.

160. Цискрели Г. Д., Пирадов А. Б., Абесадзе А. М. Применение легкого железобетона для крепления горных выработок. Всесоюзная конференция по легким бетонам, Минск, 1970 г. Сб. VI. ЦНИИЭП жилища, 1970.

161. Цискрели Г. Д., Пирадов А. Б., Кубанейшвили А. С., Тодрия О. М. Исследования прочности легкого бетона на смятие. «Бетон и железобетон», 1970, № 6.

162. Цулукидзе П. П. Легкий бетон. Доклад в Грузинском НТО строителей, Тбилиси, 1949.

163. Шагинян С. А. Опытно-теоретические исследования жесткости легкого железобетона. Труды Ин-та сейсмостойкого строительства и сейсмологии АН Таджикской ССР, т. LXXXII. Изд-во АН Тадж.ССР, Сталинабад, 1958.

164. Шакарян Л. С. Экспериментальное исследование прочности сцепления арматуры классов А-I и А-III с легкими бетонами на литоидной пемзе. Науч. сообщения АИСМ, вып. 8, Ереван, 1966.

165. Шейкин А. Е. К вопросу прочности, упругости и пластичности бетона. Труды МИИТ «Строительная механика и мосты», вып. 69. Трансжелдориздат, 1964.

166. Юрятин А. М. Работа балок из легкого железобетона на восприятие поперечных сил. «Энергетическое строительство», 1971, № 5.

167. Якубович М. А. Легкий железобетон на базе пемзы, туфа и других заполнителей. В сб.: «Бетон и железобетонные конструкции». Изд. ГрузНИТО строителей, Тбилиси, 1948.

168. Якубович М. А. Бетон и железобетон на ракушечниках и известняках Украины. Госстройиздат, УССР, Киев, 1958.

169. Якубович М. А. Пролетные строения железнодорожных мостов из предварительно напряженного легкого железобетона с керамзитовым заполнителем. Научно-техн. отчет ТБИИЖТ, Тбилиси, 1958.

170. Ящук В. Е., Столевич А. С. Легкие бетоны на пористом известковом заполнителе. Конференция по легким бетонам. Будапешт, 1967.

171. Cowan H. Inelastic deformation of loncrete. «Engineering», 1952, vol. 171, № 4518.

172. Gerwick B. C. Prestressed lightweight concrete. Report of the Fifth Congress FIP, Paris, 1966.

173. Hadley H. When concreto becomes discrete. «Civil Engineering», 1950, vol. 20, № 4.

174. Hanson G. A. Shear strength of lightweight reinforced concrete beams. ACI, Journal, 1958, vol. 30, № 3.

175. Hanson V. A. Tensile strength and diagonal tension resistance of structural lightweight concrete, ACI, Journal, 1961, vol. 58, № 1.

176. Hatano T., Tsutsumi H. Dynamical compressive deformation and failure of concrete under earthquake load. Reprints IWCEE, july 15; Tokyo, july 18, Kyoto, 1960.

177. Ivey D. L., Buth O. Shear capacity of lightweight concrete beams. ACI, Journal,1967, vol. 64, № 10.

178. Powers T. C. Grundlagen des Betonwindens. «Betonsteizeitung», 27, H. 2, 1961.

179. Powers T. C. Über das Schwinden von Beton unter CO_2-Einfluss. «Zement-Kalk-Gips», 1962, H. 9.

180. Rusch H. Remarques on sujet de la mécanique des essais d'eprouvettes cubiques. Bulletin RILEM, 1957, № 34.

181. Standard method of test for specific gravity and absorption of fine aggregate. P. 128—159.

182. Vernon Konkel E. General applications and economics of lightweigt aggregate concrete. International Congress on Lightweigt Concrete. London, 27—29 may, 1968.

183. Watsteen D. Effect of straining rate of the compressive strength and elastic properties of concrete. «Journal of the American Concrete Institute» 1953, vol. 24, № 8.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр

Предисловие 3

Введение 4

Глава I. **Прочностные свойства легких бетонов** 10

1. Кубиковая прочность легких бетонов 10
2. Применение корреляционного анализа к определению прочности легкого бетона 15
3. Однородность прочности легких бетонов 21
4. Соотношение призменной и кубиковой прочностей в легких бетонах 23
5. Прочность легкого бетона при растяжении 28
6. Прочность при срезе 35
7. Прочность на смятие 39

Глава II. **Деформативность легких бетонов** 48

1. Деформации при сжатии.Модуль упругости 48
2. Предельная сжимаемость легких бетонов 56
3. Предельная растяжимость легкого бетона 58
4. Коэффициент линейного расширения 61
5. Работа легкого бетона при динамическом воздействии нагрузки 64

Глава III. **Свойства легкого железобетона** 69

1. Сцепление и анкеровка арматуры в легком бетоне 69
2. Усадка легкого бетона и железобетона 88
3. Ползучесть легкого бетона и железобетона 94

Глава IV. **Расчет легкожелезобетонных элементов** 99

1. Центрально растянутые элементы 99
2. Сжатые элементы 100
3. Изгибаемые элементы 103
4. Расчет по наклонным сечениям 108
5. Нарастание прогибов железобетонных элементов при длительном действии нагрузки 114

Глава V. **Некоторые конструкции из легкого железобетона** 117

Литература 123

Пирадов Александр Богданович

КОНСТРУКТИВНЫЕ СВОЙСТВА ЛЕГКОГО БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

* * *

Стройиздат
Москва, К-31; Кузнецкий мост, дом 9.

* * *

Редактор издательства Б. А. Бегак
Внешнее оформление художника К. Д. Юрченко
Технические редакторы Г. В. Копылова, И. В. Панова
Корректоры Л. С. Рожкова, В. М. Залевская

Сдано в набор 15/VIII 1972 г. Подписано к печати 6/XII 1972 г.
Т-20 215 Бумага № 2. Формат 60×90 1/16 — 4,25 бум. л.
8,5 печ. л. (уч.-изд. 9,10 л.)
Тираж 9.000 экз. Изд. № AVIII—3106 Зак. № 388 Цена 55 к.

Подольская типография Главполиграфпрома
Государственного комитета Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Подольск, ул. Кирова, 25