НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
НИИЖБ

ИССЛЕДОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ

ГОССТРОЙИЗДАТ

Москва—1963

gost.e-ecolog.ru

АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ
СССР

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
НИИЖБ

Кандидаты техн. наук В. В. Макаричев и
К. М. Милейковская

ИССЛЕДОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ, АРХИТЕКТУРЕ
И СТРОИТЕЛЬНЫМ МАТЕРИАЛАМ

Москва — 1963

УДК 624.073.012.3

Научный редактор — инж. Л. Е. Темкин

В брошюре рассмотрены вопросы прочности и жесткости однородных плоских, ребристых и двухслойных плит покрытий промышленных зданий из различных видов ячеистых бетонов с обычным армированием. Изложены результаты экспериментальных исследований анкеровки арматуры в ячеистом бетоне. Даны рекомендации по расчету прочности, жесткости и скалывания крупноразмерных конструкций из ячеистых бетонов.

Брошюра предназначена для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций, а также может быть полезна аспирантам и студентам строительных вузов.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Армированные конструкции из ячеистых бетонов начали применяться сравнительно недавно. Широких экспериментальных данных для разработки методов их расчета (подобно тем методам, которые имеются для расчета конструкций из обычного железобетона) пока еще не накоплено. Все же приобретенный опыт строительства и исследований прочности и деформативности армированных конструкций позволил разработать практические методы расчета и конструирования однородных конструкций из ячеистых бетонов. В результате были составлены «Технические условия проектирования армированных конструкций из автоклавных ячеистых бетонов» (СН 99—60) *.

Некоторые расчетные положения, принятые в СН 99—60, подлежали дальнейшему уточнению как с точки зрения проверки граничных значений расчетных величин, так и исследования их на различных видах ячеистого бетона, которые к тому же имеют широкий диапазон прочностей, объемных весов и характеристик упругости.

Настоящая работа посвящена уточнению наиболее актуальных задач расчета — деформативности, прочности сцепления и анкеровки арматуры в конструкциях из ячеистого бетона.

Уточнение расчета деформативности конструкций из ячеистого бетона проведено в соответствии с требованиями новых строительных норм и правил [17], в которых дается несколько иной подход к определению жесткости и деформаций железобетонных конструкций, чем в ранее действовавших «Нормах и технических условиях проектирования бетонных и железобетонных конструкций» (НиТУ 123—55).

* Госстройиздат, 1960.

Исследования, проводимые в этом направлении, были также связаны с разработкой новых конструкций из ячеистого бетона и широким внедрением их в практику строительства. Такими конструкциями, в частности, являются однослойные плиты покрытий промышленных зданий ГКП размерами в плане 6×1,5 *м*, разработанные НИИ бетона и железобетона АСиА СССР совместно с проектным институтом Ленинградский Промстройпроект и внедренные в строительство в гг. Свердловске, Новосибирске, Ступино и Пензе.

Методы расчета уточнялись в основном испытанием реальных конструкций — однослойных и ребристых плит покрытий промышленных зданий длиной 6 *м* — и небольшого числа специальных опытных образцов плит и балок, которые изготовлялись из различных видов ячеистых бетонов: газобетона, пенозолобетона, газозолосиликата, пенобетона, пеносиликальцита.

Институт просит все замечания и предложения по содержанию настоящей брошюры направлять в НИИЖБ по адресу: Москва, Ж-389, 2-я Институтская ул., д. 6.

Дирекция НИИЖБ

I. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ В ОПЫТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

1. ПРОЧНОСТЬ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА В ОПЫТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Вопрос о методике контроля прочности ячеистого бетона в конструкциях неоднократно обсуждался различными исследователями. Наряду с оценкой прочности ячеистого бетона испытанием формованных образцов-кубов размерами $100\times100\times100$ *мм* в высушенном состоянии предлагалось определять прочность таких образцов в естественно-влажном состоянии, а также испытанием формованных образцов-кубов размерами $200\times200\times200$ *мм*, как это принято для обычного бетона.

Однако по техническим причинам эти предложения трудно выполнимы. Если определять прочность ячеистого бетона на образцах в естественно-влажном состоянии, то для различных видов и составов ячеистого бетона естественная влажность будет различной. В этом случае результаты испытаний были бы несопоставимы, так как изменение влажности ячеистого бетона существенно сказывается на его прочности. С другой стороны, если определить прочность бетона при естественной влажности, приняв за эталон естественной влажности некоторую определенную величину, то технически почти невозможно высушивать контрольные образцы до влажности, соответствующей принятому эталону. Поэтому было принято решение высушивать контрольные образцы-кубы до постоянного веса.

Что же касается размеров контрольных образцов, то по принятой единой методике для железобетонных конструкций возможно было бы удобней контролировать прочность по испытанию кубов размерами $200\times200\times$

×200 *мм*. Однако для высушивания таких образцов до постоянного веса потребовалось бы много времени, а также значительное увеличение размеров лабораторного сушильного оборудования, что практически затруднило бы осуществление контроля прочности.

Поэтому в нормативных документах[1] был принят единый метод определения прочности ячеистого бетона путем испытания на центральное сжатие формованных кубов размерами 100×100×100 *мм* в высушенном состоянии.

Однако, как показала практика изготовления ячеистобетонных конструкций на заводах и в лабораторных условиях, прочность ячеистого бетона, полученная испытанием формованных кубов, может значительно отличаться от прочности его в самой конструкции. Объясняется это технологией получения ячеистобетонной смеси, при которой ее плотность в затвердевшем состоянии является функцией не только состава, но и температуры ее в процессе твердения и многих других факторов. При значительно отличающихся размерах, как это имеет место в крупнопанельных конструкциях и контрольных образцах, остывание ячеистобетонной смеси в формах для кубов происходит быстрее, что вызывает либо усадку смеси (из пенобетона), либо недостаточное вспучивание ее (из газобетона). В результате плотность смеси и прочность ее в контрольных образцах-кубах обычно бывают больше, чем в конструкции. Такое различие может повлечь за собой неправильную оценку прочности конструкций, выпускаемых на заводах.

Поэтому все чаще находит применение дополнительный контроль прочности конструкций из ячеистого бетона путем испытания кубов, выпиленных непосредственно из конструкции. Так как выпиливание образцов из готовых изделий не всегда возможно, некоторые исследователи предлагают определять прочность ячеистого бетона испытанием кубиков, выпиленных из специальных контрольных образцов, более близко отвечающих действительным размерам ячеистобетонных конструкций, чем формованные кубы. Эти взгляды нашли свое отра-

[1] Согласно главе СНиП II-А.10-62 проектная марка бетона по прочности на сжатие определяется для всех видов бетона по размерам образцов-кубов 200×200×200 *мм*, в связи с чем для ячеистых бетонов установлены коэффициенты для перехода от контрольной прочности бетона, получаемой испытанием образцов размерами 100×100×100 *мм*, к проектной марке этого бетона.

жение в ГОСТ 8462—62 «Материалы стеновые и облицовочные. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе». В этом ГОСТе в качестве контрольных образцов рекомендуется принимать кубы с размером ребра 100 *мм* или цилиндры диаметром и высотой 50—70 *мм*, выпиленные из готовых изделий либо из контрольных блоков. Между тем последний способ контроля не всегда правильно оценивает прочность ячеистого бетона в конструкции, так как по технологическим причинам в контрольном блоке она также может быть отличной от прочности его в изделии.

Из этого следует, что контроль прочности ячеистого бетона в конструкциях надо производить дифференцированно в зависимости от того или иного конкретного способа их изготовления. В качестве одного из способов контроля может служить определение прочности по формованным кубам размерами 100×100×100 *мм* с введением поправочных коэффициентов, корректирующих прочность ячеистого бетона в конструкции. Такие коэффициенты могут быть определены по результатам сравнения прочностей, полученных испытанием на сжатие кубов размерами 100×100×100 *мм*, формованных и выпиленных из конструкции.

Подобное сравнение проведено в наших исследованиях. Было испытано значительное количество большеразмерных конструкций: плит покрытий промышленных зданий размером в плане 6×1,5 *м*, изготовленных из различных видов и составов ячеистых бетонов на заводах и в НИИ бетона и железобетона АСиА СССР. Вид испытанных ячеистых бетонов, их прочность и объемные веса приведены в табл. 1.

Как видно из этой таблицы, контроль прочности всех опытных конструкций производился двумя способами — испытанием формованных и выпиленных из конструкций кубов размерами 100×100×100 *мм* в естественном и высушенном состоянии.

Результаты испытания показали, что вид ячеистого бетона, как правило, не влияет на зависимость прочности бетона от его объемного веса. Исключение составлял только пеносиликальцит, прочность которого несколько ниже прочности других ячеистых бетонов. Поэтому на рис. 1, где графически представлена зависимость прочности от объемного веса, вид ячеистого бетона не фиксировался.

Таблица 1

Физико-механические характеристики материалов по испытаниям опытных балок и плит

№ серии	Марка опытных конструкций	Вид ячеистого бетона	Характеристика ячеистого бетона				Характеристика арматуры	
			Формованные кубы		Выпиленные кубы		Вид и класс стали	Предел текучести $\sigma_т$ в кГ/см²
			$R^{сух}_{в}$ кГ/см²	$\gamma^{сух}_{в}$ кг/см³	$R^{сух}_{в}$ кГ/см²	$\gamma^{сух}_{в}$ кг/см³		
1	ПБ-1	Пенобетон	85	1090	—	—	Обыкновенная арматурная проволока	6100
	ПБ-2		153					3315
	ПБ-3		134					3725
	ПБ-4		206	1158	—	—	A-I	2735
	ПБ-5		159					2570
	ПБ-6		150					3840
	ПБ-7		150					3550
2	ГА-1	Газобетон	—	—	62	638	A-I	3390
	ГА-2		—	—	62	712		2450
	ГА-3		56	579	39	676		2500
	ГА-4		92	738	47	617		2630
3	СП-1	Пеносиликальцит	25,5	686	—	776	A-I	2800
	СП-2		25,5	686	—	776		
	СП-3		68,5	919	—	1050		
	СП-4		68,5	919	—	1050		
4	КГП-25-1	Газобетон	51,4	830	50	—	A-III	4480
	КГП-25-2		40	760	42,5	—	A-III	4375
	КГП-25-3		40	695	39,5	695	A-I	2290
	КГП-25-4		58,7	752	45,7	752	A-II	2700
	КГП-25-5		61	794	50	794	A-II	2830
	КГП-25-6		—	—	55	735	A-II	2845
5	ГКП-220-1	Пенозолобетон	50	707	53	695	A-I	6000
	ГКП-220-2		46,5	705	50,7	760		
	ГКП-220-3		47	690	42,5	750		
	ГКП-220-4		55	660	32,1	700		
	ГКП-220-5		29	550	32,6	600		
	ГКП-220-6		29	550	34,6	665		

Продолжение табл. 1

№ серии	Марка опытных конструкций	Вид ячеистого бетона	Характеристика ячеистого бетона				Характеристика арматуры	
			Формованные кубы		Выпиленные кубы		Вид и класс стали	Предел текучести в $\sigma_т$ $кГ/см^2$
			$R^{сух}_{в}$ $кГ/см^2$	$\gamma^{сух}_{в}$ $кг/см$	$R^{сух}_{в}$ $кГ/см^2$	$\gamma^{сух}_{в}$ $кг/см^2$		
6	ГКП-92	Газобетон	39,6	739	40	709	А-I	3360
	ГКП-93		26,9	663	23,8	617		3360
	ГКП-94		36,3	723	27,8	680		3360
	ГКП-1		38,4	705	43,8	640		3360
	ГКП-96(2)		35,6	724	36,4	624		3360
	ГКП-99		30,5	659	—	700		3360
	ГКП-240-2		—	—	27,5	692		5270
	ГКП-240-3		Длительно загруженная плита					
7	ПЗ-1	Пенозолобетон	58	713	57,3	820	А-II	4050
	ПЗ-2		62	777	49,3	748		4050
	ПЗ-3		67	781	46,7	758		4050
	ПЗ-4		64	781	41,4	727		4050
	ПЗ-5		76	736	27,1	767		3700
	ПЗ-6		64	690	26,4	794		3700
8	ГКП-I-а	Газобетон	50	800	—	—	А-II	4000
	ГКП-II-а				—	—		3820
9	ГКП-2-1	Газобетон	88	750	88,47	—	А-II	2900
	ГКП-2-2		76,8	744	63,9	—		7000
	ГКП-2-3		63,8	795	67,0	—		3100
10	ГКП-IV-1	Газобетон	—	—	53,6	—	А-II	3320
	ГКП-IV-2		—	—	52,7	—		3340
	ГКП-IV-3		—	—	42,8	—		3300
	ГКП-IV-4		—	—	26,6	—		3550
	ГКП-IV-5		—	—	35,8	—		3230
	ГКП-IV-6		—	—	52,5	—		3160
	ГКП-IV-7		—	—	35,2	—		3340
	ГКП-IV-8		—	—	52,7	—		3940
	ГКП-IV-9		50,5	690	56,6	676		2400
	ГКП-IV-10		50,5	690	56,0	650		2400
11	ГКП-IV-Б-1	Газозолосиликат	56	730	45	712	А-I	2500
							А-II	3000
	ГКП-IV-Б-2		—	—	65	732	А-I	2470
							А-II	3160
	ГКП-IV-Б-3		—	—	47	740	А-I	2900
							А-II	3500

Продолжение табл. 1

№ серии	Марка опытных конструкций	Вид ячеистого бетона	Характеристика ячеистого бетона				Характеристика арматуры	
			Формованные кубы		Выпиленные кубы		Вид и класс стали	Предел текучести в σ_m $кГ/см^2$
			$R^{сух}$ в $кГ/см^2$	$\gamma^{сух}$ в $кг/см^3$	$R^{сух}$ в $кГ/см^2$	$\gamma^{сух}$ в $кг/см^3$		
12	ОКАП-1	Газозолобетон	92	940	—	—	А-II	3785
	ОКАП-2		85	980	—	—	А-III	9100
	ОКАП-3		80	1025	—	—	А-III	8300
	ОКАП-4		47	712	34,2	700	А-III	8715
13	ОНП-1	Газобетон	63,7	660	38	584	А-II	5720
	ОНП-2		39,4	587	48	657		6440

Примечания. 1. $R^{сух}$ и $\gamma^{сух}$ — прочность и объемный вес ячеистого бетона получены испытанием кубов размерами 100×100×100 *мм* в высушенном состоянии.

2. Для плит СП σ_m взято по нормам.

На этом графике отражено влияние способов изготовления — заводского и лабораторного — на прочность ячеистого бетона в опытных конструкциях, которая определялась испытанием контрольных образцов, полученных различным способом. Каждой точке на графике соответствует среднее значение прочности трех и более образцов, испытанных на центральное сжатие. Кривая *1* на рис. 1 показывает зависимость между прочностью и объемным весом ячеистого бетона, принятую в технических условиях СН 99—60 [14]. Эта зависимость построена по эмпирической формуле, предложенной Н. И. Левиным [5],

$$R_{куб}^{сух} = 100\gamma_{сух}^2, \qquad (1)$$

где

$R_{куб}^{сух}$ — кубическая прочность в $кГ/см^2$;

$\gamma_{сух}$ — объемный вес в $т/м^3$.

Как видно из рис. 1, кривая *1* в основном соответствует прочности, полученной по испытаниям формованных кубов заводского изготовления. Следовательно, за-

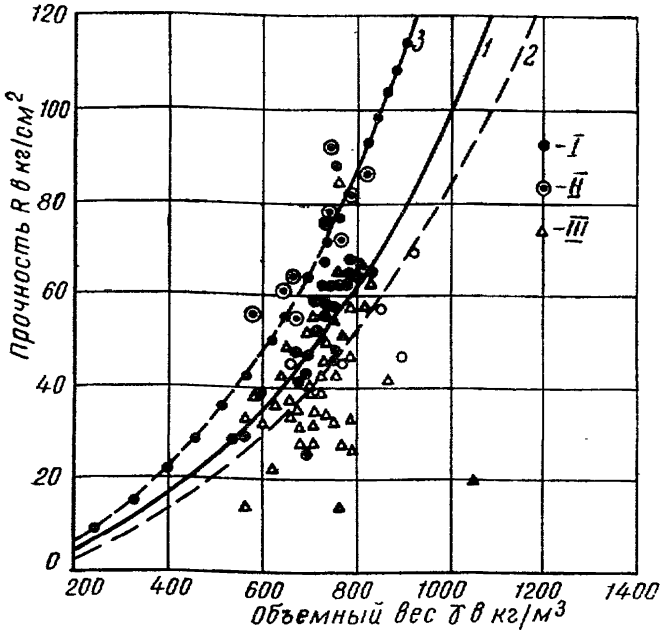


Рис. 1. Зависимость между объемным весом и кубиковой прочностью ячеистого бетона

$1-R^{сух}_{куб}=100\,\gamma^2_{сух}$ *Г/см*²; $2-R^{сух}_{куб}=85\,\gamma^2_{сух}$ *кГ/см*²;

$3-R^{сух}_{куб}=140\,\gamma^2_{сух}$ *кГ/см*²; *I* — формованные кубы заводского изготовления; *II* — то же, лабораторного изготовления; *III* — выпиленные кубы

висимость прочности от объемного веса, полученная испытанием формованных кубов в заводских условиях, в СН 99—60 отвечает действительности.

Прочности, полученные по испытаниям кубов лабораторного изготовления, оказались несколько выше (расположены в зоне кривой *3*), что также соответствует предложенной Н. И. Левиным [5] зависимости

$$R^{сух}_{куб}=140\gamma^2_{сух} \text{ в } кг/см^2. \qquad (2)$$

Прочности бетона, полученные по испытаниям кубов, выпиленных из конструкций, лежат несколько ниже прочности формованных образцов и для них может быть выведена эмпирическая зависимость

$$R^{сух}_{куб}=85\gamma^2_{сух} \text{ в } кг/см^2. \qquad (3)$$

Из этих сопоставлений видно, что отношение прочности ячеистого бетона в конструкциях к прочности формованных кубов может быть принято в среднем приблизительно равным

$$\frac{R_{\text{констр}}}{R} = 0{,}85, \qquad (4)$$

где R — прочность бетона, полученная испытанием формованных кубов;

$R_{\text{констр}}$ — прочность бетона в конструкциях.

Указанное обстоятельство следует учитывать при контроле прочности ячеистого бетона на заводах. Для обеспечения требуемой прочности ячеистого бетона в конструкциях необходимо, чтобы прочность его по формованным кубам была примерно на 15% выше заданной.

Такой вывод получен при сопоставлении прочности кубов с прочностью конструкций одного определенного типа (главным образом в виде плит толщиной 240 *мм* с размерами 1,5×6 *м*). Возможно, что отношение прочности ячеистого бетона в конструкциях другого типа к прочности формованных кубов будет иным, отличным от коэффициента 0,85. При этом должно учитываться, что прочность кубов, выпиленных из различных мест конструкций, различна. Кубы, расположенные в середине (по толщине) конструкции, имеют меньшую прочность, а кубы, расположенные ближе к поверхности конструкции, — большую прочность.

Изложенный выше фактический материал должен быть в дальнейшем дополнен; однако полученные данные уже сейчас позволяют более точно анализировать результаты других экспериментов.

2. ВЛАЖНОСТЬ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА В ОПЫТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ И ЕЕ ВЛИЯНИЕ НА ПРОЧНОСТЬ

Многочисленные исследования показали, что прочность ячеистого бетона зависит от его влажности. Установлено также, что нарастание прочности автоклавного ячеистого бетона после автоклавной обработки в основном зависит от снижения его влагосодержания. С этой точки зрения очень важно установить влияние влажности ячеистобетонных конструкций на их прочность. Такие исследования были проведены Н. И. Левиным [5],

который проверял действительную влажность ячеистобетонных стеновых блоков и выявил влияние ее на прочность ячеистого бетона. Эти работы позволили определить расчетную влажность в стеновых ячеистобетонных конструкциях, нашедшую отражение в действующих нормативных документах. Что касается ячеистобетонных панелей покрытий промышленных зданий, то их расчетная влажность была установлена на основании натурных обследований покрытий эксплуатируемых зданий. В СН 99—60 расчетная влажность ячеистого бетона в покрытиях принята равной 15%.

Влагосодержание конструкций из ячеистых бетонов важно знать не только в условиях их эксплуатации, но и при отпуске конструкций с завода на строительную площадку и при монтаже, когда конструкции испытывают некоторые динамические воздействия.

В свое время в государственных стандартах на некоторые конструкции из ячеистых бетонов их отпускная влажность в момент отпуска с завода была ограничена 10—12%. Но по мере развития производства и внедрения конструкций из ячеистых бетонов было отмечено, что это условие трудно выполнимо. Следовательно, нормирование влажности меньшей величиной, чем это бывает в действительности, может привести к некоторой переоценке прочности ячеистого бетона в конструкциях в момент отпуска их с завода.

Для оценки теплотехнических качеств смонтированных конструкций важно учитывать фактическое влагосодержание конструкций, поступающих на строительство для монтажа. Поэтому при испытании опытных конструкций панелей покрытий из ячеистых бетонов определяли также и относительную влажность бетона. Обычно опытные плиты испытывали не ранее чем на третьи и не позже чем на 12-е сутки после автоклавной обработки. Влагосодержание же бетона определяли по формованным и выпиленным кубам значительно позднее — примерно на 15—30-е сутки, т. е. в сроки, примерно соответствующие минимальному периоду выдерживания готовых изделий на складе, после которого они отправляются на строительную площадку.

Опытные данные, характеризующие влияние влажности ячеистого бетона на его прочность в конструкциях, представлены на рис. 2. Каждой точке соответствует среднее влагосодержание не менее трех контрольных

образцов при среднем отношении их прочностей в естественном состоянии к высушенному до постоянного веса.

Из этого графика видно, что влажность, определенная по формованным образцам, гораздо меньше, чем влажность у образцов, выпиленных из плит. Зависимость между прочностью и влажностью у выпиленных образцов подтверждает правильность принятого соотношения этих показателей в СН 99—60.

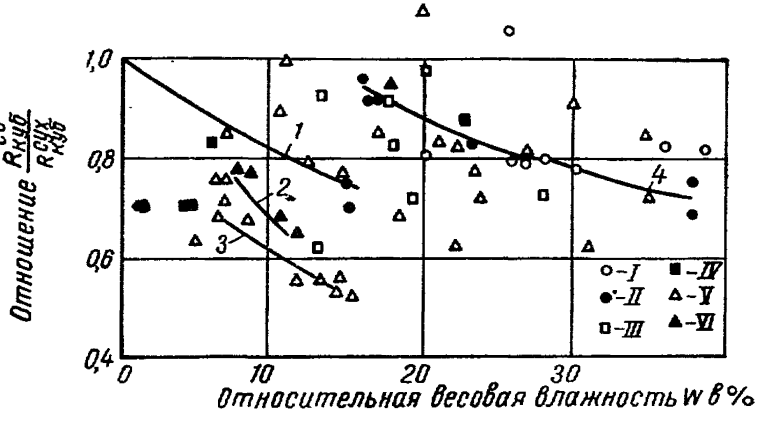


Рис. 2. Влияние влажности ячеистого бетона на его прочность

1 — зависимость, принятая в технических условиях СН 99—60; *2*, *3* и *4* — зависимость, полученная при испытании кубов, выпиленных из опытных плит; *I* — выпиленные кубы из пенозолобетона; *II* — формованные кубы из пенозолобетона; *III* — выпиленные кубы из пенобетона; *IV* — формованные кубы из пенобетона; *V* — выпиленные кубы из газобетона; *VI* — формованные кубы из газобетона

Для формованных образцов снижение прочности в зависимости от влагосодержания гораздо больше, чем для выпиленных образцов. Такое несоответствие действительного влияния влажности на прочность ячеистого бетона в конструкциях еще раз подтверждает целесообразность перехода в дальнейшем к контролю прочности ячеистого бетона по выпиленным кубам из контрольных образцов (блоков) большого размера, соответствующего изготовляемой конструкции.

О влиянии вида ячеистого бетона на влажность можно судить по рис. 2. Влажность пенозолобетона несколько больше, чем у пенобетона и газобетона; однако влажность всех конструкций была значительно выше — от 15 до 40%, чем это принято в различных нормативных документах (до 15—20%). При этом из графика видно, что

возрастание влажности ячеистого бетона с 15 до 40% не вызывает снижения его прочности. Эти данные подтверждают правильность принятых в СН 99—60 коэффициентов снижения прочности ячеистого бетона в зависимости от его влажности.

Однако в теплотехнических расчетах ограждающих конструкций из ячеистых бетонов необходимо учитывать, что влажность конструкций перекрытий колеблется для пенобетона и газобетона от 15 до 30%, для пенозолобетона от 20 до 40%. При этом следует также иметь в виду, что в покрытиях условия эксплуатации не всегда обеспечивают снижения влажности ячеистобетонных конструкций во времени. Поэтому весьма важно обращать внимание проектировщиков на необходимость расчета проектируемых ограждающих конструкций и особенно покрытий на паропроницание по соответствующим нормам строительной теплотехники.

Таким образом опытные данные подтвердили принятые в СН 99—60 коэффициенты для учета влияния влажности ячеистого бетона на его прочность, т. е. что влажность конструкций покрытий из пено- и газобетона после автоклавной обработки колеблется от 15 до 30%, а из пенозолобетона — от 20 до 40% и что определение влажности ячеистобетонных конструкций по формованным образцам-кубам не дает действительного представления о фактическом влагосодержании ячеистого бетона в конструкции.

3. МОДУЛЬ УПРУГОСТИ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА В ОПЫТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Модуль упругости ячеистого бетона принято определять испытанием призм размерами 100×100×300 *мм* на центральное сжатие по формованным образцам. Величина модуля упругости вычисляется, как отношение величины напряжений к величине упругих деформаций при $\sigma_б \leqslant 0{,}5R_{пр}$.

Модуль упругости ячеистого бетона для опытных образцов в основном определялся для серий образцов, изготовленных в НИИ бетона и железобетона АСиА СССР.

На рис. 3 приведены зависимости между модулем упругости ячеистого бетона, его прочностью и объемным весом, полученные на опытных газо- и пенобетон-

ных конструкциях, изготовленных в НИИЖБ. Рис. 3 показывает, что модули упругости ячеистого бетона опытных конструкций, определенные по испытанию формованных призм, подтверждают справедливость принятых в СН 99—60 зависимостей.

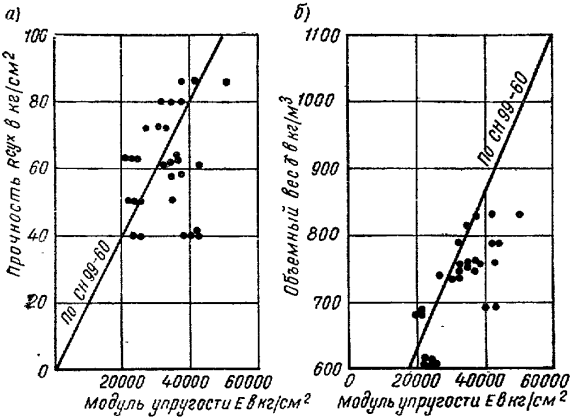


Рис. 3. Зависимость между модулями упругости ячеистого бетона, его прочностью (*а*) и объемным весом (*б*)

Сравнения же зависимостей модулей упругости ячеистого бетона от прочности и объемного веса его по выпиленным образцам не производилось, так как выпилить призмы размерами 100×100×300 *мм* не представилось возможным из-за наличия в опытных образцах арматуры.

Однако характеристика модуля упругости ячеистого бетона для опытных образцов, полученная по формованным призмам, также не точно определяет показатель модуля упругости ячеистого бетона в большеразмерных конструкциях. Об этом свидетельствует несовпадение показателей прочности и объемного веса, определенных по контрольным образцам, формованным и выпиленным из панелей; модуль же упругости ячеистого бетона является функцией прочности и его объемного веса.

Кроме указанных причин, несоответствие модулей упругости, полученных по формованным образцам, мо-

жет зависеть от различной влажности ячеистого бетона в конструкции и призмах. Как видно из вышеприведенных данных, эта разница достигает значительных величин (см. рис. 2). Некоторые исследования показали, что увеличение влажности обычного тяжелого бетона приводит к повышению его модуля упругости, несмотря на то, что прочность от возрастания влажности снижается [7; 13].

Можно полагать, что изменение влажности ячеистого бетона оказывает такое же влияние на его модуль упругости, как и для обычного бетона. Поэтому значения модулей упругости ячеистого бетона в конструкции следует определять с учетом влажности бетона на образцах-призмах, выпиленных из большеразмерных контрольных образцов-блоков или из натурных конструкций.

Таким образом, опытные данные подтвердили правильность принятых в СН 99—60 зависимостей между модулями упругости газобетона и пенобетона, их прочностью и объемным весом.

Для определения модуля упругости необходимо установить эталон образцов-призм размерами $100\times\times100\times300$ *мм*, выпиливаемых из большеразмерных контрольных образцов-блоков.

II. ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ И ЖЕСТКОСТИ ОДНОРОДНЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ОБЫЧНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

4. МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЙ

Прочность и жесткость однородных изгибаемых элементов с обычным армированием исследовались на двух видах опытных конструкций: балках пролетом 3 *м* и плитах покрытий пролетом 6 *м*.

Балочные конструкции испытывали в НИИЖБе на рычажной установке или балочном прессе, а плиты покрытий — в НИИЖБе и на заводах-изготовителях на специальном стенде. Испытание производилось при свободном опирании опытных конструкций на две опоры. Балки загружали двумя сосредоточенными грузами в третях или четвертях пролета; плиты — равномерно распределенной нагрузкой, кроме центральной их части

протяженностью 0,5 *м*, оставленной для измерения деформаций в зоне чистого изгиба (рис. 4).

Нагрузка на испытываемые конструкции передавалась через 10—15 *мин;* каждый этап загружения составлял не более 10% от разрушающей нагрузки для балок и не более 20% от нормативной нагрузки для плит.

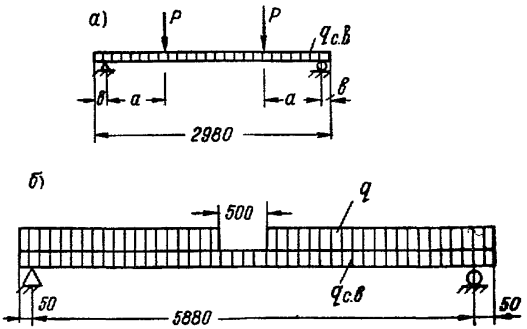


Рис. 4. Схемы испытаний опытных конструкций
а — балок; *б* — плит покрытий

В отличие от обычного железобетона, предельное состояние которого по прочности в основном характеризуется прочностью вертикальных сечений от изгибающего момента и наклонных сечений от поперечной силы, конструктивный ячеистый бетон (из-за сравнительно низкой прочности сцепления арматуры с бетоном) может иметь дополнительное характерное выражение предельного состояния по прочности — разрушение по наклонным сечениям от изгибающего момента вследствие выдергивания арматуры. Поэтому при испытаниях плит покрытий также исследовалась прочность анкеровки рабочей арматуры в опытных конструкциях.

При исследовании жесткости измеряли:

1) перемещение конструкций посредине пролета двумя прогибомерами;

2) осадку опор двумя индикаторами;

3) средние деформации сжатия и растяжения ячеистого бетона в зоне чистого изгиба тензометрами, установленными по высоте продольных ребер опытных конструкций;

4) средние деформации сжатия и растяжения рабочей арматуры в зоне чистого изгиба тензометрами.

Для некоторых конструкций дополнительно измеряли:

1) средние деформации сжатия и растяжения ячеистого бетона переносными индикаторами на базе 50 *см* при испытании опытных конструкций марок: ОКАП-4; ОНП-1; ОНП-2; ГКП-240-1; ГКП-240-2; ПКП-12-1; ПКП-12-2; ГКП-240 серии 8, 9, 10; ГКП-240 серии 11.

2) для определения коэффициента $\psi_б$, входящего в расчет жесткости, замеряли деформации сжатия ячеистого бетона двойной цепочкой тензодатчиков на протяжении 50 *см* в зоне чистого изгиба при испытании опытных конструкций марок ОКАП-4; ОНП-1; ОНП-2; ГКП-240-1; ГКП-240-2; ПКП-12-1; ПКП-12-2.

Для определения предельного усилия анкеровки арматуры фиксировался момент сдвига рабочей арматуры индикаторами, установленными на торцы рабочей арматуры.

Кроме перечисленных выше измерений, визуально оценивалась трещиноватость опытных конструкций до испытаний и развитие трещин во время испытаний.

В ячеистобетонных конструкциях в результате их тепловой обработки и низкой прочности ячеистого бетона могут появиться усадочные волосные трещины сразу после автоклавной обработки. Некоторые трещины не вызывают значительного снижения несущей способности элементов конструкций, поэтому в железобетонных конструкциях обычно волосные трещины допускаются. Однако наличие таких трещин отражается на жесткости конструкции, что изучалось в процессе испытаний; кроме того, производилась оценка влияния характера некоторых усадочных трещин и на прочность конструкций.

5. ОПИСАНИЕ ОПЫТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЦЕЛЬ И РЕЗУЛЬТАТЫ ИХ ИСПЫТАНИЙ

Балочные конструкции

1-я серия — балки марок ПБ. Цель испытаний балок ПБ — исследование несущей способности изгибаемых элементов из ячеистого бетона с объемным весом 700 *кг/м*^{3} и прочностью на сжатие 50 *кГ/см*^{2} из условия работы их по наклонным сечениям на поперечную силу в зависимости от различных процентов армирования.

Для этого балки армировали только нижними сетками, имеющими усиленную анкеровку арматуры и испытывали двумя сосредоточенными грузами в четвертях пролета. Рабочая арматура балок была выполнена из гладких стержней горячекатаной стали класса А-I. Размеры поперечного сечения и расположение арматуры в балках показаны на рис. 5, *а* и *б*.

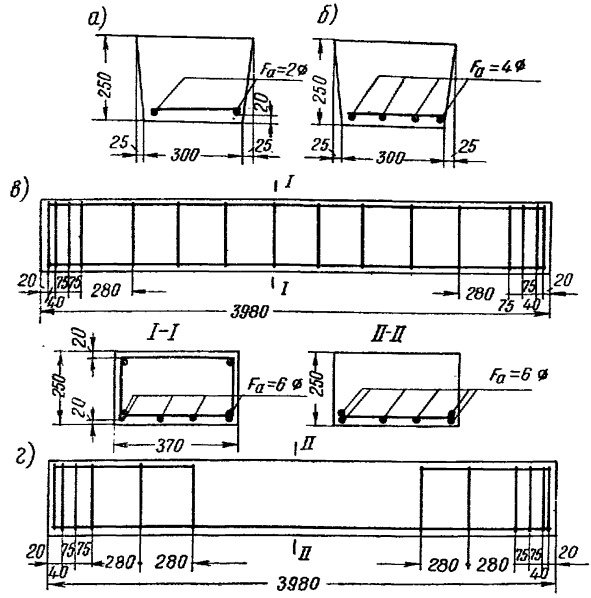


Рис. 5. Армирование балок

а — марки ПБ-1; *б* — марок от ПБ-2 до ПБ-7; *в* — марок ГА-2 и ГА-3; *г* — марок ГА-1 и ГА-4

Балки изготовляли из пенобетона на Московском комбинате ЖБИ-2. Однако вместо пенобетона с объемным весом 700 *кг/м*^{3} по технологическим причинам балки ПБ изготовляли из бетона с объемным весом 1200 *кг/м*^{3} и контрольной прочностью 100—120 *кГ/см*^{2}.

Вследствие высокой прочности ячеистого бетона разрушение шести балок (из семи испытанных) произошло

по вертикальной трещине от текучести растянутой арматуры. Поэтому для оценки работы ячеистобетонных конструкций по наклонным сечениям результаты испытаний балок ПБ оказались непоказательными. Данные по испытанию балок были использованы для исследования жесткости ячеистобетонных конструкций в зависимости от различных процентов армирования. Результаты испытаний балок приведены в табл. 2.

2-я серия — балки марок ГА. Цель испытаний балок ГА — исследование несущей способности изгибаемых элементов из ячеистого бетона с объемным весом 700 *кг/м*^{3} и контрольной прочностью 50 *кГ/см*^{2} из условия работы их по наклонным сечениям. Для этого поперечная арматура балок фиксировала начало образования вероятной наклонной трещины тем, что до предполагаемого начала этой трещины она имела учащенное расположение поперечной арматуры (см. рис. 5, *в* и *г*).

От начала наклонной трещины шаг хомутов равнялся расстоянию, равному проекции предполагаемой наклонной трещины, по которой должно было произойти разрушение.

Дополнительной задачей испытания балок было исследование работы сжатой арматуры в случае, если разрушение произошло бы не по наклонному сечению. Для этого балки-близнецы имели переармированные сечения без сжатой арматуры и со сжатой арматурой.

Балки с проектными объемным весом и прочностью были изготовлены в НИИЖБе. После автоклавной обработки в балках образовались технологические усадочные трещины: на балке ГА-1 горизонтальные трещины вдоль нижней рабочей арматуры от опор протяженностью до 0,5 *м*; на балке ГА-2 горизонтальные трещины вдоль верхней и нижней рабочей арматуры протяженностью от 0,5 до 1 *м* от опор; на балке ГА-4 одна наклонная трещина на расстоянии 0,5 *м* от опоры и горизонтальные вдоль сжатой и растянутой арматуры протяженностью 0,5 *м* от опор. Технологических усадочных трещин не было только в одной балке ГА-3.

Разрушение всех четырех балок произошло от среза сжатой зоны по наклонным трещинам. Причем эти трещины соединились с технологическими усадочными горизонтальными трещинами. Так как прочность ячеистого бетона в плоскости технологических усадочных трещин

Таблица 2

Результаты испытаний опытных конструкций балок и плит

№ серий и место изготовления конструкций	Марка конструкции	Геометрические размеры в *см*			Площадь сечения рабочей арматуры в *см²*		Нагрузки в процессе испытаний в *кГ/см²*				Причина и характер разрушения	Разрушающая нагрузка в *кГ/см²*		Прогибы в *см*	
		h_0	b	$l_р$	$F_а$	$F'_а$	от собственного веса	нормативная	при появлении первой трещины: вертикальной	при появлении первой трещины: наклонной		фактическая	расчетная по фактическим прочностям материалов	от кратковременной нагрузки	с учетом длительного загружения
1 НИИЖБ	Балки														
	ПБ-1				0,26				669	—	Текучесть арматуры	819			
	ПБ-2				1,41				509	833	То же	1067			
	ПБ-3				3,13				671	1305	„	2040			
	ПБ-4	23,5	32,5	270	2,26	—	150	—	586	1395	Срез сжатой зоны над наклонной трещиной	1545	—	—	—
	ПБ-5				3,08				835	1804	Текучесть арматуры	2355			
	ПБ-6				2,1				827	1070	То же	2104			
	ПБ-7				1,32				671	754	„	1306			
2 НИИЖБ	Балки														
	ГА-1	19	37	290	6,79	—	100	—	224	1151	По наклонной трещине	1645	2200		
	ГА-2	20	37	290	6,79	2,26	96	—	683	1456	То же	1611	1750	—	—
	ГА-3	20	37	290	6,79	2,26	106	—	376	995	„	1808	1450		
	ГА-4	20	37	290	6,79	—	85	—	366	829	„	1472	1700		

Продолжение табл. 2

№ серий и место изготовления конструкций	Марка конструкции	Геометрические размеры в *см*			Площадь сечения рабочей арматуры в $см^2$		Нагрузки в процессе испытаний в $кГ/см^2$				Причина и характер разрушения	Разрушающая нагрузка в $кГ/см^2$		Прогибы в *см*	
		h_0	b	$l_р$	$F_а$	$F'_а$	от собственного веса	нормативная	при появлении первой трещины: вертикальной	при появлении первой трещины: наклонной		фактическая	расчетная по фактическим прочностям материалов	от кратковременной нагрузки	с учетом длительного загружения
3 Ленинград	Плиты														
	СП-1	21,5	50	589,5	5,65	2,26	215	—	437	880	По сжатой зоне	1092	—	1,85	2,77
	СП-2	22	48	589,5	3,93	1,57	210	—	324	—	То же	433		2,4	3,6
	СП-3	22,3	48,5	590	3,93	1,57	270	—	660	—	Текучесть арматуры	1518		1,25	1,87
	СП-4	23	48,5	586,5	5,65	2,26	282	—	340	1093	Скол бетона на опоре	1093		1,6	2,4
4 НИИЖБ	Плиты														
	КГП-25-1	23	—	—	4,43	2,21	230	525	510	—	Текучесть арматуры	1700	1635	1,5	2,25
	КГП-25-2	23	—	—	4,52	2,26	235	530	445	—	То же	1560	1600	1,5	2,25
	КГП-25-3	22	57	590	6,10	3,05	235	530	375	510	Раздробление сжатой зоны над наклонной трещиной	1000	1140	1,45	2,17
	КГП-25-4	23	57	590	3,17	1,57	230	395	440	585	Текучесть арматуры	720	720	1,4	2,1
	КГП-25-5	23			4,56	2,28	225	450	365	995	То же	1000	1070	1,7	2,55
	КГП-25-6	23			4,56	2,28	235	460	305	—	»	1000	1010	1,7	2,55

Продолжение табл. 2

№ серий и место изготовления конструкций	Марка конструкции	Геометрические размеры в *см*			Площадь сечения рабочей арматуры в $см^2$		Нагрузки в процессе испытаний в $кГ/см^2$				Причина и характер разрушения	Разрушающая нагрузка в $кГ/см^2$		Прогибы в *см*	
		h_0	b	$l_р$	$F_а$	$F'_а$	от собственного веса	нормативная	при появлении первой трещины: вертикальной	при появлении первой трещины: наклонной		фактическая	расчетная по фактическим прочностям материалов	от кратковременной нагрузки	с учетом длительного загружения
5 Свердловск	Плиты ГКП-220-1	18,5	145	590	11,31	3,39	210	375	396	—	Скол бетона на опоре	653	1160	1,7	2,5
	ГКП-220-2	17,5					210	375	432		По сжатой зоне	920	1020	2,0	3,0
	ГКП-220-3	20,5					198	363	346		То же	1003	1120	1,85	2,77
	ГКП-220-4	19,5					183	353	415		„	969	895	1,85	2,77
	ГКП-220-5	17					167	332	315		По наклонной трещине	723	815	2,45	3,7
	ГКП-220-6	18					186	351	408		По сжатой зоне	942	935	1,95	2,92
6 Новосибирск	Плиты ГКП-92	22,5	147	590	12,37	2,36	215	440	440	—	Текучесть арматуры	1180	1170	1,5	2,25
	ГКП-93	22	147				192	417	420		То же	1031	1080	1,95	2,92
	ГКП-94	22	148				204	229	488		„	1077	1080	1,8	2,7
	ГКП-1	22	147				205	430	205		„	1147	1170	—	—
	ГКП-96(2)	22	147				192	417	533		„	1065	1100	1,4	2,1
	ГКП-99	22	147				192	417	476		„	1099	1050	1,65	2,47
	ГКП-240-2	20	145				210	435	—		По сжатой зоне	1022	1000	—	—
	ГКП-240-3	—	145				210	435	—		На длительных испытаниях	—	—	—	—

Продолжение табл. 2

№ серий и место изготовления конструкций	Марка конструкции	Геометрические размеры в *см*			Площадь сечения рабочей арматуры в $см^2$		Нагрузки в процессе испытаний в $кГ/см^2$				Причина и характер разрушения	Разрушающая нагрузка в $кГ/см^2$		Прогибы в *см*	
		h_0	b	$l_р$	$F_а$	$F'_а$	от собственного веса	нормативная	при появлении первой трещины: вертикальной	при появлении первой трещины: наклонной		фактическая	расчетная по фактическим прочностям материалов	от кратковременной нагрузки	с учетом длительного загружения
7 Ленинград	Плиты ПЗ-1	23,4	150	590	12,98	3,28	240	465	478	—	Текучесть арматуры	1149	1510	1,6	2,4
	ПЗ-2	20,1	149		11,07	3,49	210	435	528		То же	1164	1050	1,6	2,4
	ПЗ-3	19,1	149		12,69	3,78	230	455	309		»	1200	1170	2,07	3,1
	ПЗ-4	19,6	—		12,60	3,78	252	447	331		»	1255	990	2,05	3,08
	ПЗ-5	20,1	149,5		12,78	3,78	230	455	230		»	1255	1070	1,65	2,48
	ПЗ-6	20,1	149,5		13,08	3,69	230	457	231		»	1069	1030	1,55	2,32
8 Пенза	Плиты ГКП-I-а	20,9	149	590	12,54	3,39	250	450	—	—	По вертикальной трещине	1159	1025	2,35	3,5
	ГКП-II-а	21,4					238	438	—	—	от текучести арматуры	1298	1025	1,95	2,92
9 Пенза	Плиты ГКП-2-1	20,7			14,03	4,62	222	412	332	662	По вертикальной трещине от текучести арматуры	1094	1000	1,7	2,55
	ГКП-2-2	22,2	149	590	11,79	4,71	228	422	332	662	То же	1050	1130	2,1	3,15

Продолжение табл. 2

№ серий и место изготовления конструкций	Марка конструкции	Геометрические размеры в *см*			Площадь сечения рабочей арматуры в $см^2$		Нагрузки в процессе испытаний в $кГ/см^2$				Причина и характер разрушения	Разрушающая нагрузка в $кГ/см^2$		Прогибы в *см*	
		h_0	b	$l_р$	$F_а$	$F'_а$	от собственного веса	нормативная	при появлении первой трещины: вертикальной	при появлении первой трещины: наклонной		фактическая	расчетная по фактическим прочностям материалов и загружениям	от кратковременной нагрузки	с учетом длительного загружения
9 Пенза	ГКП-2-3	20,7	149	590	11,78	3,38	256	456	112	662	По вертикальной трещине от текучести арматуры	1095	1000	2,0	3,0
	ГКП-2-4	23,5			—	—	223	445	222	—	Плита загружалась до нормативной нагрузки	—	—	1,8	2,7
	ГКП-2-5	21,5	148,7		—	—	250	472	222	—	То же	—	—	2,25	3,38
	ГКП-2-6	20,7	149		—	—	228	450	222	—	„	—	—	1,5	2,25
	ГКП-2-7	21,5	149	590	11,78	4,71	230	452	332	662	По вертикальной трещине от текучести арматуры	1099	1130	1,8	2,7
	ГКП-2-8	21,5	148,5		—	—	230	452	—	—	Плита загружалась до нормативной нагрузки	—	—	1,5	2,25

Продолжение табл. 2

№ серий и место изготовления конструкций	Марка конструкции	Геометрические размеры в *см*			Площадь сечения рабочей арматуры в *см²*		Нагрузки в процессе испытаний в *кГ/см²*				Причина и характер разрушения	Разрушающая нагрузка в *кГ/см²*		Прогибы в *см*	
							от собственного веса	нормативная	при появлении первой трещины			фактическая	расчетная по фактическим прочностям материалов	от кратковременной нагрузки	с учетом длительного загружения
		h_0	b	$l_р$	$F_а$	$F'_а$			вертикальной	наклонной					
	Плиты														
	ГКП-IV-1	22	148		12,11	3,08	216		220	550	По вертикальной трещине от текучести арматуры	1141	1315	1,95	2,92
	ГКП-IV-2	22,5	148		10,56	2,5	205		220	330	То же	970	975	2,35	3,5
	ГКП-IV-3	22,2	148		12,11	2,88	216		440	880	»	1100	1210	1,65	2,47
	ГКП-IV-4	21,5	149	590	12,11	3,08	210		220	550	По сжатой зоне	1095	1070	2,15	3,22
	ГКП-IV-5	21	148,5		12,11	2,89	217	—	110	330	То же	1210	1100	2,4	3,6
10 Пенза	ГКП-IV-6	22	148		12,11	3,08	222		220	440	По вертикальной трещине от текучести арматуры	1217	1210	2,25	3,37
	ГКП-IV-7	22	148		12,11	2,89	228		110	550	По сжатой зоне	1223	1170	2,25	3,37
	ГКП-IV-8	22,5	149		12,11	3,08	206		220	770	По вертикальной трещине от текучести арматуры	1200	1380	2,2	3,3
	ГКП-IV-9	22,9	151		11,72	3,39	199		—	—	То же	963	969	1,6	2,4
	ГКП-IV-10	23,3	149		13,27	3,39	202		—	—	»	1082	1130	1,5	2,25

Продолжение табл. 2

№ серий и место изготовления конструкций	Марка конструкции	Геометрические размеры в *см*			Площадь сечения рабочей арматуры в $см^2$		Нагрузки в процессе испытаний в $кГ/см^2$				Причина и характер разрушения	Разрушающая нагрузка в $кГ/см^2$		Прогибы в *см*	
		h_0	b	$l_р$	$F_а$	$F'_а$	от собственного веса	нормативная	при появлении первой трещины: вертикальной	при появлении первой трещины: наклонной		фактическая	расчетная по фактическим прочностям материалов	от кратковременной нагрузки	с учетом длительного загружения
11 Ступино	Плиты ГКП-IV-Б-1	20,9		590	15,94	4,62			558		Выдергивание арматуры	1002	1036	1,65	2,47
	ГКП-IV-Б-2	22	149	585	15,52	4,21	225	455	409	—	То же	869	—	1,7	2,55
	ГКП-IV-Б-3	20,5		585	15,93	3,39			409		»	685	—	1,2	1,8
12 НИИЖБ	Плиты ОКАП-1	34,5	148	590	5,76	—	204	560	460	960	Текучесть арматуры	1310	1130	1,6	2,44
	ОКАП-2	34,5	148		2,11 3,3	—	214		340	612	Выдергивание арматуры	1260	1970	1,65	2,5
	ОКАП-3	34,5	148		1,8 3,56	—	223		357	558	То же	1100	1860	1,9	2,57
	ОКАП-4	37,0	149		3,54	—	180		251	535	»	1156	1620	1,55	2,36
13 НИИЖБ	Плиты ОНП-1	20,8	70	580	5,65	2,26	182	—	—	—	Скол арматуры по сжатой зоне	1512	—	—	—
	ОНП-2	21,5				—	186	—	—	—	Текучесть арматуры	1736	—	—	—
14 Красно-туринск	ПКП-12-1	21,0	120	590	13,57	3,39	189	235	113	679	Скол опоры и текучесть арматуры	1890	1250	175	2,59
	ПКП-12-2	Плита на длительных испытаниях						—	—	—		—	—	—	—

трудно оценить расчетом, проведенные испытания не могут характеризовать достаточно полно работу опытных балок на поперечную силу. Поэтому результаты их испытаний были использованы для оценки жесткости ячеистобетонных конструкций.

Плитные конструкции

Цель испытаний — проверка прочности и жесткости новой конструкции плит покрытий промышленных зданий длиной 6 *м* из ячеистых бетонов для разработки ти-

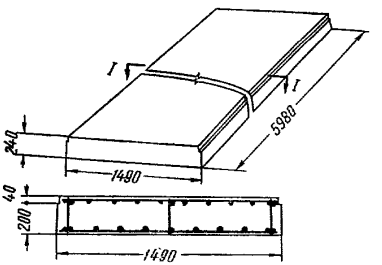


Рис. 6. Конструкция плит марок ГКП

повых чертежей и для внедрения и освоения новой конструкции на заводах, работающих на различных видах ячеистого бетона.

Плиты покрытий промышленных зданий марки ГКП (рис. 6) представляют плоскую беспустотную конструкцию из ячеистого бетона с проектными объемным весом 700 *кг/м*^{3} и контрольной прочностью 50 *кГ/см*^{2} размером в плане 1490×5980 *мм*. Высота плит изменялась от 200 до 240 *мм*. Для армирования плит применяли плоские сварные сетки и каркасы; рабочую арматуру выполняли из гладких стержней стали класса А-I, а монтажную — из обыкновенной арматурной проволоки. Сталь класса А-I для этих плит — наиболее выгодная арматура, так как сечение арматуры принимается из условия жесткости. Однако при изготовлении опытных плит для рабочей арматуры использовали различную сталь, так как сталь класса А-I не всегда была в наличии.

Плиты покрытий ГКП исследовали в несколько этапов.

Первый этап был связан с исследованиями, необходимыми для разработки конструкций плоских плит покрытий ГКП, проводившимися Ленинградским Промстройпроектом и НИИЖБом. Плиты изготовляли и испытывали в силикальцитном цехе Кировского завода в Ленинграде из пеносиликальцита (СП) и в НИИЖБе из газобетона (КГП-25). Целью испытаний была проверка прочности и жесткости плит при различных процентах армирования, запроектированных под разные унифицированные снеговые нагрузки, принятые для типовых конструкций, и проверка влияния объемного веса ячеистого бетона на жесткость изгибаемых элементов.

3-я серия — опытные плиты СП были запроектированы на нормативную нагрузку 225 *кг/м*^{2} и изготавливались из пеносиликальцита $\gamma = 800 \div 1000$ *кг/м*^{3} контрольной прочностью 25—70 *кГ/см*^{2}. Рабочая арматура выполнялась из гладких стержней стали класса А-I. Процент армирования менялся в пределах от $\mu = 0{,}33$ до $\mu = 0{,}47\%$.

Опытные плиты СП испытывали через год после их изготовления. Весь этот период плиты хранили в цехе, где их неоднократно перемещали в разные места, и поэтому они получили различные механические повреждения.

Из опытной партии было отобрано четыре наиболее сохранившихся плиты. Плита СП-1 имела незначительную технологическую усадочную наклонную трещину на одной опоре и выкол в четверти пролета на продольной грани. На плите СП-2 был небольшой выкол в сжатой зоне на опоре и в центре плиты. Плиты СП-3 и СП-4 имели горизонтальные и наклонные технологические трещины на продольных гранях.

Разрушение плиты СП-1 произошло по сжатой зоне. Сравнение фактических и определенных расчетом разрушающих нагрузок показало, что разрушение плиты должно было произойти одновременно по сжатой и растянутой зонам. Но текучести рабочей арматуры при испытании не наблюдалось, по-видимому, потому, что действительный предел текучести рабочей арматуры был выше принятого по нормам в расчете.

Разрушение плиты СП-2 произошло преждевременно в сжатой зоне по имеющемуся выколу, вследствие этого прочность ее трудно оценить расчетом. Разрушение плиты СП-3 произошло по вертикальной трещине от теку-

чести растянутой арматуры, причем фактическая разрушающая нагрузка была намного выше теоретической. Такое превышение, по-видимому, произошло вследствие того, что и фактический предел текучести арматуры был выше принятого в расчете.

Разрушение плиты СП-4 произошло от скола бетона опоры по имеющейся технологической трещине. Однако фактическая разрушающая нагрузка для плиты СП-4 была всего на 10% меньше теоретической разрушающей нагрузки, подсчитанной для нормального разрушения плиты по растянутой зоне, поэтому прочность плиты СП-4 можно считать достаточной. Из сказанного выше следует, что испытанные плиты СП обладали достаточной прочностью.

Оценка жесткости по прогибам при нормативных нагрузках показала, что три плиты СП имели допустимый прогиб; прогиб плиты СП-2 больше допустимого, так как эта плита имела выкол в сжатой зоне и разрушилась преждевременно, поэтому ее испытания нельзя считать показательными (см. табл. 2). Следовательно, можно констатировать что жесткость плит СП достаточна.

Из сравнения прогибов опытных плит при нормативных нагрузках и объемных весов ячеистого бетона видно, что жесткость плит, изготовленных из ячеистого бетона объемного веса 1000 *кг/м*^{3}, выше, чем из ячеистого бетона 700 *кг/м*^{3} (см. табл. 1 и 2).

4-я серия — плиты КГП-25 были изготовлены из газобетона объемного веса 700 *кг/м*^{3} и контрольной прочности 50 *кГ/см*^{2}. Это первые большеразмерные конструкции, изготовленные из газобетона. На них была проверена возможность использования для армирования плоских однородных ячеистобетонных конструкций стали различных видов (см. табл. 1). В плитах до их испытания имелись технологические трещины: в плитах КГП-25-1 и КГП-25-2 поперечные трещины на всей поверхности; в плитах КГП-25-3, КГП-25-4 — наклонные трещины на боковых гранях, пересекающие их по всему периметру посредине пролета; в плитах КГП-25-5 и КГП-25-6 усадочных трещин не было.

Разрушение пяти плит (кроме КГП-25-3) произошло по вертикальной трещине в центре пролета от достижения растянутой арматурой предела текучести. Разрушающие нагрузки, определенные расчетом с учетом факти-

ческих прочностей газобетона и арматуры, имели незначительные отклонения ±7%, от полученных из опыта.

Фактическая разрушающая нагрузка для плиты КГП-25-3 оказалась всего на 10% меньше определенной расчетом. Поэтому, несмотря на то, что она разрушилась не по нормальной схеме, прочность ее можно считать, так же как и остальных пяти плит, достаточной (см. табл. 2).

Замеренные фактические прогибы при испытаниях плит при нормативных нагрузках подтвердили достаточную их жесткость. Испытания плит КГП-25 показали, что для плоских однородных плит покрытия возможно полное использование прочностных показателей арматурных сталей классов А-II и А-III; при этом плиты обладают достаточной жесткостью.

Второй этап исследований был связан с внедрением плит покрытий в производство. В 1958—1959 гг. Госстроем СССР был объявлен конкурс на опытное изготовление и внедрение плоских плит покрытий промышленных зданий. В конкурсе приняли участие Новосибирский завод ячеистобетонных конструкций, который был переоборудован для изготовления плит ГКП из газобетона, Ленинградский завод железобетонных изделий № 14 треста Стройдеталь-81, Свердловский завод ячеистых бетонов треста Стройдеталь-70, на которых плиты изготавливали из пенозолобетона.

По условиям конкурса на каждом заводе подвергались испытанию на прочность и жесткость при кратковременном загружении опытные партии из 6 плит марки ГКП и при длительном загружении — из двух плит. После испытаний плиты применялись в опытном строительстве. Плиты изготовляли под нагрузки в соответствии с районами их изготовления. В Свердловске плиты ГКП-220 (серия 5) были изготовлены размерами 5980×$\times$1450×200 *мм* под полезную нормативную нагрузку 165 *кг/м*^{2}; в Новосибирске плиты 92—99 (серия 6) и в Ленинграде плиты (серия 7) размерами 5980×1490×$\times$240 *мм* под полезную нормативную нагрузку 225 *кг/м*^{2}.

Максимальная трещиноватость после автоклавной обработки наблюдалась в плитах 5-й серии; в плитах ГКП-220-1, ГКП-220-2, ГКП-220-3, ГКП-220-4 и ГКП-220-8 имелись технологические трещины на верхней поверхности; в плитах ГКП-220-5 и ГКП-220-7 наблюдались вертикальные и наклонные трещины на про-

дольных гранях растянутой зоны. Технологических трещин не отмечено только в одной плите марки ГКП-220-6. Плиты 6-й серии технологических трещин не имели. В 7-й серии технологические трещины имелись только в трех плитах ПЗ-4, ПЗ-5 и ПЗ-6, которые располагались ближе к середине пролета и имели вертикальный выход на продольные грани.

Значительная трещиноватость плит 5-й серии, по-видимому, объясняется технологическими факторами, так как из анализа прочности ячеистого бетона этих плит не удалось установить зависимости повышения трещиноватости, вызванной автоклавной обработкой от снижения прочности ячеистого бетона (см. табл. 1). Объемный вес и прочность ячеистого бетона, полученные по испытаниям, выпиленных из конструкции кубам в плитах 7-й серии, оказались несколько выше проектных ($\gamma = 700$ *кг/м*^{3}: контрольная прочность 50 *кГ/см*^{2}), а в плитах 5-й и 6-й серий — меньшими или равными проектным данным.

Все перечисленные плиты 5, 6 и 7-й серий имели рабочую арматуру из горячекатаной гладкой стали класса А-I. Плиты испытывали на кратковременную нагрузку на заводах на 3—6-е сутки после их изготовления.

Разрушение четырех плит ГКП-220 5-й серии произошло по сжатой зоне; две плиты имели случайный характер разрушения: плита ГКП-220-1 от окола опора вследствие перекоса закладной детали и плита ГКП-220-5 по технологической наклонной трещине.

Разрушение плит 5-й серии по сжатой зоне бетона объясняется тем, что их сечения были сильно переармированы вследствие повышенной прочности рабочей арматуры $\sigma_т = 6000$ *кГ/см*^{2} (см. табл. 1). Однако несущая способность этих плит по отношению к нормативной нагрузке была больше, чем достаточно, о чем свидетельствуют числовые значения коэффициентов запаса[1] $C = \frac{q_{расч}}{q_{разр}} \geqslant 1{,}4$ ($C = 1{,}7$; 2; 1,85; 1,85; 2,45; 1,95 соответственно по порядковому номеру плит). Значения C были больше допустимых даже для плит, имевших случайный характер разрушения (не по основному расчетному сечению).

Разрушение плит 6-й и 7-й серий произошло по ос-

[1] См. ГОСТ 8829—58.

новному расчетному сечению по вертикальной трещине вследствие достижения растянутой арматурой предела текучести.

Близкое совпадение фактических разрушающих нагрузок и нагрузок, определенных расчетом по фактическим прочностям материалов с учетом характера их разрушения, показало, что опытные плиты ГКП, изготовленные на трех заводах, имеют достаточную прочность.

Оценка жесткости плит, испытанных кратковременной нагрузкой, производилась по прогибам их от полной нормативной нагрузки (с учетом собственного веса). Прогибы плит от собственного веса определялись интерполяцией графиков прогибов от нагрузок в процессе загружения. Прогибы опытных плит, представленные в табл. 2, показывают, что при отмеченных условиях они обладают достаточной жесткостью, так как с учетом длительного действия нагрузки они, как правило, не превышают допустимой величины $^1/_{200} = 2{,}95$ *см* (при коэффициенте, учитывающем влияние длительного действия нагрузки $\theta = 1{,}5$).

Превышение допустимого прогиба, наблюдаемое в отдельных плитах, было вызвано либо существенным смещением проектного расположения рабочей арматуры, либо значительной трещиноватостью их после автоклавной обработки.

Жесткость плит 5-й и 7-й серий при длительной выдержке их под нагрузкой проверялась в основном непосредственно на заводах (в Ленинграде и Свердловске), а плит 6-й серии — в НИИЖБе.

При заводских испытаниях плиты обычно устанавливали под нагрузку на территории завода и защищали вместе с нагрузкой от воздействия атмосферных осадков толевым покрытием. Приращение прогибов измеряли в основном фиксатором, представляющим собой жесткую стрелку, установленную стационарно, которая указывала перемещение на шкале деления, прикрепленной посредине пролета плиты. Такое упрощенное измерение имеет достаточную точность и слабо реагирует на колебания влажности окружающего воздуха и атмосферные осадки. Вместе с тем заводские испытания показали, что на приращение прогибов ячеистобетонных конструкций значительное влияние оказывают влажность и температура окружающего воздуха. Так, повышение

влажности воздуха вызвало выгиб плиты в обратном направлении.

Объясняется это тем, что повышение влажности воздуха приводит к уплотнению структуры ячеистого бетона и повышению его модуля упругости. Поэтому из результатов заводских испытаний ячеистобетонных плит на длительное действие нагрузки трудно сделать окончательные выводы о действительном приращении прогибов конструкции. В то же время нельзя отождествлять условия заводских испытаний с условиями, при которых плиты будут находиться при эксплуатации здания, так как в условиях эксплуатации плиты в основном будут находиться в более или менее постоянном температурно-влажностном режиме, отвечающем режиму воздуха помещений промышленных зданий. Следовательно, проведенные заводские испытания плит нельзя принимать за основу при оценке жесткости конструкций в условиях эксплуатации.

Аналогичные испытания, которые были проведены в НИИЖБе в закрытом помещении, имеющем относительно постоянный температурно-влажностный режим, позволяют сделать более правильную оценку жесткости ячеистобетонных конструкций в условиях длительного действия нагрузки. В этих испытаниях под длительную нормативную нагрузку до полного затухания приращения прогибов была поставлена плита ГКП-IV 6-й серии.

Результаты испытаний показали, что приращение прогибов прекратилось на 640-й день с момента установки плиты под нагрузку, при этом полный прогиб равнялся $f=2{,}78$ *см*. Увеличение прогиба по отношению к прогибу от кратковременного загружения нормативной нагрузкой, определяемое коэффициентом θ, составило 1,31. Последующие испытания плоских плит, установленных под длительное действие нормативной нагрузки, также подтвердили эти результаты для некоторых видов ячеистых бетонов. Поэтому в СН 99—60 коэффициент θ был принят равным 1,5, с учетом которого производилась оценка жесткости плоских плит ГКП, изготовляемых после выпуска СН 99—60.

Третий этап исследований плит был связан с пуском новых заводов газобетонных изделий и с более детальными поисками расчетных характеристик, входящих в определение жесткости железобетонных конструкций.

Вслед за изготовлением и внедрением плоских плит

покрытий ГКП в промышленное строительство, проводившимися в 1960 г., в нашей стране вступили в строй новые заводы газобетонных изделий. Эти заводы начали изготавливать плоские плиты для покрытий и стен промышленных зданий по типовым чертежам серии ПК-01-92, разработанным Ленинградским Промстройпроектом при участии НИИЖБа. Обычно при освоении производства ячеистобетонных конструкций заводы не сразу получают качественные плиты в отношении их трещиноватости. В то же время наличие некоторых технологических трещин не всегда является основанием для отбраковки плит, так как такие плиты могут эксплуатироваться и при наличии трещин. Однако технологические трещины бывают самого различного характера и некоторые из них могут вызывать снижение прочности и жесткости конструкций. Поэтому для выявления влияния различных технологических трещин НИИЖБом были испытаны плиты марок ГКП из газобетона, изготовленные в Пензе (8, 9 и 10-я серии), и из газозолосиликата, изготовленные в Ступино (11-я серия).

Возможный характер усадочных технологических трещин показан на рис. 7:

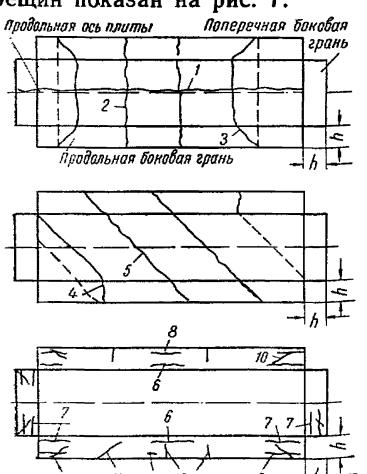


Рис. 7. Возможные варианты образования усадочных трещин в плитах марок ГКП

1 — 12 — характер направления отдельных усадочных трещин

1) поверхностные усадочные трещины *1*, параллельные продольной оси плит;

2) поверхностные усадочные трещины *2*, перпендикулярные продольной оси плит с вертикальным выходом на продольные боковые грани;

3) поверхностные усадочные трещины *3*, перпендикулярные продольной оси плит с наклонным выходом на продольные боковые грани;

4) наклонные поверхностные трещины *4* с вертикаль-

ным выходом на продольные грани плит;

5) наклонные поверхностные трещины *5* с наклонным выходом на продольные грани плит;

6) горизонтальные трещины *6* в сжатой зоне плит на продольных гранях посредине пролета и трещины *7* на продольных и торцовых гранях у опор;

7) горизонтальные трещины *8* в растянутой зоне на продольных гранях посредине пролета и трещины *9* на продольных и торцовых гранях у опор;

8) наклонные трещины *10* в растянутой зоне на продольных и торцовых боковых гранях у опор;

9) наклонные трещины *11* в растянутой зоне на продольных боковых гранях в пролете;

10) вертикальные трещины *12* в растянутой зоне на продольных боковых гранях в пролете.

Технологические трещины могут пересекать плиты по всему сечению (сквозные) и проникать на небольшую глубину. Неглубокие (поверхностные) трещины обычно бывают на верхней поверхности плит с вертикальным и наклонным выходом на продольные грани сжатой зоны. Остальные же трещины чаще всего проникают на всю высоту плит или на половину их высоты. Пересекающие трещины могут значительно повлиять на несущую способность плит и некоторые из них (см. *6* и *9* на рис. 7) могут быть заранее отнесены к недопустимым. В отношении же других остается неясным степень влияния их на прочность и жесткость конструкции. Поэтому для испытаний выбирались такие плиты с технологическими усадочными трещинами, в которых трещины типа *6* и *9* отсутствовали. Плиты ГКП, изготовленные на пензенском заводе (8, 9 и 10-я серии), имели характер усадочных трещин типа *2, 3* и *12,* т. е. в основном вертикальные трещины на продольных боковых гранях и поверхностные трещины с вертикальным и редко с наклонным выходом на продольные боковые грани. На этом заводе были испытаны три серии плит (8, 9 и 10-я), из которых плиты 8-й и 10-й серий испытывали до разрушения; в 9-й же серии часть плит загружали только до нормативной нагрузки.

Для определения влияния протяженности перечисленных выше трещин на жесткость плит в 8-й серии были испытаны две плиты. Длина усадочных трещин была различной:

плита ГКП-I-а — с технологическими усадочными

трещинами типа *2* и *3* общей длиной около 20 *пог. м*;

плита ГКП-II-а — с двумя трещинами на верхней поверхности плиты, имеющими вертикальный выход на продольных боковых гранях, пересекающих все сечение плиты общей длиной 2,5 *пог. м*.

Объемный вес и прочность ячеистого бетона обеих плит в сравнении с проектными имели отклонения в пределах, допускаемых техническими условиями. Рабочая арматура плит выполнялась из стержней периодического профиля стали класса А-II вместо предусмотренных по проекту гладких стержней из стали класса А-I.

Разрушение обеих плит произошло по вертикальной трещине вследствие достижения растянутой арматурой предела текучести. Сравнение фактических разрушающих нагрузок с определенными по расчету показало, что плиты имели достаточную прочность.

Жесткость же, оцениваемая прогибами при нормативной нагрузке, была меньше в плите марки ГКП-I-а с развитой сетью усадочных трещин, а прогиб $f=3{,}53$ *см* в этой плите был больше допустимого $f=2{,}95$ *см*.

На основании испытаний 8-й серии плит протяженность трещин типа *2* и *12*, показанных на рис. 7, была ограничена до 2,5 *пог. м*. Однако, ввиду малочисленности опытных плит в 8-й серии, испытания были продолжены на 9-й серии плит, состоявшей из 8 шт. Четыре из этих плит загружались до разрушения, остальные до нормативной нагрузки ($q^{н}=430$ *кг/см²*).

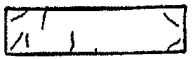
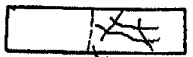
Для испытания было отобрано семь плит со склада завода, хранившихся около одного-двух месяцев, и одна плита марки ГКП-2-2 была испытана после изготовления. Плиты отбирались с различным характером и различной протяженностью поверхностных технологических трещин, расположенных в сжатой зоне, общая длина трещин на поверхности плит колебалась от 2 до 14 *пог. м* (табл. 3).

В растянутой зоне были трещины только в одной плите ГКП-2-7. Эти трещины покрыли густой сетью растянутую зону, но глубина их в основном не превышала толщины защитного слоя и только три трещины имели высоту 4—5 *см* и выходили на продольные грани панели.

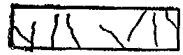
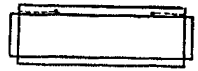
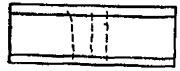
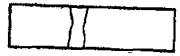
Объемный вес ячеистого бетона в опытных плитах 9-й серии соответствовал заданному в проекте, контрольная прочность была несколько выше.

Таблица 3

Усадочные технологические трещины в 9-й серии опытных плит

Марка и № плиты	Расположение автоклавных технологических трещин на плитах в плане до загружения	Прогибы плит при нормативной нагрузке f в *см*	Общая длина трещин в *пог. м*	Примечание
ГКП-2-1, 395—44		1,7	3,25	На продольных гранях и нижней поверхности плиты усадочных трещин не было
ГКП-2-2, 1192—168	 Трещина в растянутой зоне	2,1	7,65	Плита испытывалась сразу после выкатки из автоклава
ГКП-2-3, 842—114		2,0	7,15	На продольных гранях и нижней поверхности плиты трещин не было
ГКП-2-4, 843—114		1,8	14,5	То же

Продолжение табл. 3

Марка и № плиты	Расположение автоклавных технологических трещин на плитах в плане до загружения	Прогибы плит при нормативной нагрузке f в *см*	Общая длина трещин в *пог. м*	Примечание
ГКП-2-5, 880—120		2,25	9,0	На продольных гранях и нижней поверхности плиты усадочных трещин не было
ГКП-2-6, 1269—190		1,5	2,0	То же
ГКП-2-7, 1102—164		1,8	6,0	Защитный слой растрескался с выходом четырех трещин на продольные грани
ГКП-2-8, 1101—164		1,5	3,0	На продольных гранях и нижней поверхности плиты усадочных трещин не было

Разрушение всех четырех плит произошло по вертикальной трещине при достижении растянутой арматурой предела текучести. Сравнение фактических разрушающих нагрузок с определенными расчетом по фактическим прочностям материалов показало, что плиты имеют необходимую прочность (см. табл. 2).

Сравнение прогибов восьми опытных плит 9-й серии от нормативной нагрузки и допустимого прогиба показывает, что превышение прогибов опытных плит наблюдалось, когда общая длина технологических трещин на их поверхности была равна 7 *пог. м* или более (см. табл. 3).

Исключение составляла ГКП-2-4, которая имела самую большую длину технологических трещин на верхней поверхности плиты (14,5 *пог. м*), а прогиб от нормативной нагрузки 1,8 *см* в пределах допустимого. Это обстоятельство, по-видимому, объясняется тем, что фактическое расположение рабочей арматуры в этой плите было смещено с проектного, благодаря этому она имела бóльшую рабочую высоту, чем другие плиты (см. табл. 2).

Таким образом, испытания показали, что технологические усадочные трещины, расположенные в сжатой зоне, влияют на прогибы, следовательно, на жесткость плит. По-видимому, это объясняется возникновением концентраций напряжений в местах трещин и уменьшением высоты сжатой зоны.

Испытание 10-й серии плит должно было подытожить результаты 8-й и 9-й серий косвенным путем, так как технология изготовления плит ГКП пензенским заводом была освоена, и наличие технологических трещин в плитах стало редким явлением. Испытание прочности и жесткости целых плит, не имеющих технологических трещин, должно было подтвердить их достаточную жесткость.

Рабочая арматура 10-й серии плит выполнялась из стержней периодического профиля стали класса А-II. Четыре плиты имели прочность газобетона меньше проектной на 30—50% (плиты ГКП-IV-3; ГКП-IV-4; ГКП-IV-5; ГКП-IV-7), а остальные — проектную.

Разрушение плит ГКП-IV-4, ГКП-IV-5, ГКП-IV-7 произошло по сжатой зоне, а остальных плит этой серии — по вертикальной трещине от достижения рабочей арматурой предела текучести.

Сравнение фактических разрушающих нагрузок с определенными по расчету с учетом фактической прочности материалов показало, что плиты обладают достаточной прочностью, а сравнение с нормативной нагрузкой — что они имеют достаточную несущую способность, несмотря на разрушение по сжатой зоне (коэффициенты $C=2$; 2,1; 2,15 соответственно для плит ГКП-IV-4; ГКП-IV-5; ГКП-IV-7 были больше допустимого $C=1{,}4$).

Однако несмотря на то, что в плитах марки ГКП-IV (с первой по восьмую) технологических трещин не было, жесткость их оказалась недостаточной. Это явление объясняется тем, что в плитах ГКП-IV сечение рабочей арматуры было меньше, чем в плитах марки ГКП-2 (для той же нормативной нагрузки). Для проверки увеличения жесткости плит путем повышения сечения рабочей арматуры было испытано две дополнительные плиты ГКП-IV-9 и ГКП-IV-10, в которых сечение сжатой рабочей арматуры принималось таким же, как в плитах ГКП-2. Эти опытные плиты, так же как и все из серии 10, не имели технологических усадочных трещин. Результаты их испытаний показали, что они имеют достаточную жесткость (см. табл. 2). Поэтому для армирования плит ГКП-IV было рекомендовано сечение рабочей арматуры таким же, каким в опытных плитах ГКП-IV-9 и ГКП-IV-10: для растянутой арматуры $F_a=12{,}44$ *см*^{2} ($8\phi 12+3\phi 12$), для сжатой арматуры $F_a'=3{,}39$ *см*^{2} ($3\phi 12$).

Изготовление 11-й серии плит ГКП на ступинском заводе производилось из газозолосиликата. Газозолосиликат — относительно новый вид ячеистого бетона, и поэтому его механические свойства еще недостаточно изучены. В то же время газозолосиликат имеет самое неблагоприятное для ячеистых бетонов сочетание составляющих: вяжущая основа — известь, заполнитель — зола. Оба эти материала способствуют сохранению влаги в ячеистом бетоне благодаря своим адсорбирующим свойствам.

Повышенное влагосодержание ячеистого бетона, как известно, может отразиться на его прочность. Поэтому, несмотря на то, что конструкция плит ГКП была проверена неоднократным испытанием, изготовление этих плит из газозолосиликата вызвало необходимость в дополнительной проверке их жесткости и прочности. Ознакомление с качеством плит на складе завода показало, что

расположение усадочных трещин после автоклавной обработки на плитах, изготовляемых в Ступино, отличается от расположения усадочных трещин на плитах, изготовленных другими заводами. В частности, на первых плитах усадочные трещины имели наклонный и горизонтальный выход на торцовые и боковые грани опор (см. *9* и *10* на рис. 7).

Для испытаний 11-й серии было отобрано три плиты, одна из них марки ГКП-IV-Б-1 не имела технологических усадочных трещин, а две другие имели технологические усадочные трещины вышеперечисленных типов. Прочность и объемный вес ячеистого бетона в опытных плитах соответствовали проектному (см. табл. 1); для рабочей арматуры применялись гладкие стержни стали класса А-I и стержни периодического профиля стали класса А-II, площадь сечения рабочей арматуры была более предусмотренной по проекту в 1,5 раза.

Разрушение всех трех плит произошло от выдергивания арматуры на неподвижной опоре. В плитах ГКП-IV-Б-2 и ГКП-IV-Б-3 разрушение началось с раскрытия технологических наклонных и горизонтальных трещин вдоль арматуры. После испытания плит обследовали приварку рабочей арматуры к анкерующим стержням и закладным деталям.

Обследование показало, что в плите ГКП-IV-Б-1 крайний рабочий стержень, по которому произошло разрушение, не был приварен к анкерующему его стержню, возможно поэтому плита ГПК-IV-Б-1, так же как и две другие, разрушилась из-за нарушения анкеровки арматуры, хотя она не имела технологических трещин у опор. В двух других плитах приварка рабочих стержней к анкеру не была повреждена. Сравнение фактических разрушающих нагрузок с расчетными, определенными по фактическим прочностям материалов, показало, что фактические разрушающие нагрузки были гораздо меньше расчетных, определенных для разрушения плит по вертикальной трещине от текучести арматуры по основному расчетному сечению.

Оценка несущей способности плит коэффициентом запаса C по ГОСТ 8829—58 также не дала удовлетворительных результатов, так как одна из трех панелей имела коэффициент запаса меньше допустимого ($C=1{,}78$; 1,54; 1,21 соответственно для опытных плит по порядковому номеру). Разрушение от выдергивания арматуры

может произойти и при нагрузках меньших, чем это было при испытании трех опытных плит. Поэтому разрушение газозолосиликатных плит марок ГКП от выдергивания рабочей арматуры является опасным.

Определение теоретической максимальной выдергивающей силы для плиты ГКП-IV-Б-1 с учетом фактической прочности материалов и расположения первой наклонной трещины, по которой и произошло разрушение, показало близкое совпадение фактической и теоретической разрушающих нагрузок (см. табл. 2). Для плит ГКП-IV-Б-2 и ГКП-IV-Б-3 определение теоретического выдергивающего усилия не представляется возможным, так как прочность ячеистого бетона в местах наклонных и горизонтальных усадочных трещин, по которым произошло разрушение, неизвестна.

Однако, по-видимому, близкое совпадение расчетной и фактической выдергивающих сил при разрушении и то, что эта сила для плиты ГКП-IV-Б-1 была больше, чем для других плит, показывает, что если бы не усадочные трещины, то плиты имели бы достаточную несущую способность ($C=1{,}78$). Ознакомление с результатами испытаний 17 газозолосиликатных плит марок ГКП-IV-Б, проведенных заводом, показало, что они в основном разрушились от выдергивания арматуры на опоре. Таким образом, расположение технологических усадочных трещин на боковых гранях опор и их характер вызвали ослабление анкеровки арматуры в изделиях из газозолосиликата.

Чтобы выяснить причину появления усадочных трещин, расположенных на опорах, необходимо провести специальные исследования. Однако уже сейчас можно предположить, что появление на торцовых и боковых гранях опор наклонных и горизонтальных трещин обусловлено возникновением самонапряжения арматуры после автоклавной обработки газозолосиликатных плит. Возникновение самонапряжения арматуры давно отмечалось различными исследователями. Особенно оно характерно для конструкций из силикатных ячеистых бетонов. По-видимому, коэффициент расширения ячеистого бетона после автоклавной обработки при изготовлении его на основе извести больше, чем при изготовлении его на основе цемента. В конструкциях, выполняемых на других видах ячеистого бетона, по-видимому, явление самонапряжения невелико, поэтому, несмотря на многочисленные ис-

пытания плоских плит ГКП, и в частности плиты ГКП-IV, они не имели трещин, расположенных на опорах, а разрушение их происходило по нормальной схеме от достижения растянутой арматурой предела текучести.

Из вышеприведенного можно сделать вывод, что плиты ГКП-IV-Б из газозолосиликата могут применяться в строительстве при условии, что они не имеют наклонных и горизонтальных технологических усадочных трещин, расположенных на продольных и торцовых гранях опор.

Кроме того, учитывая возможное понижение прочности ячеистого бетона на участках опор и без наличия трещин, для газозолосиликатных плит ГКП необходимо ввести дополнительную анкеровку рабочей арматуры (поперечное армирование).

По результатам испытаний плит ГКП, изготовленных на заводах в Пензе и Ступино, были составлены требования к техническому контролю плит ГКП в отношении их трещиноватости после автоклавной обработки. По этим требованиям считается недопустимым:

1) наличие наклонных и горизонтальных технологических усадочных трещин в зонах, указанных на рис. 8;

2) общая протяженность технологических усадочных трещин не более 6 *пог. м;*

3) раскрытие технологических усадочных трещин не более 0,2 *мм.*

Приведенные выше результаты основаны на испытаниях плит ГКП, проводившихся в основном на заводах, где не всегда можно было организовать необходимые измерения деформаций в процессе испытаний. Поэтому для уточнения некоторых расчетных характеристик, входящих в расчет жесткости железобетонных конструкций, были проведены испытания плит ГКП непосредственно в НИИЖБе.

Так, были испытаны плиты, изготовленные в Новосибирске (марок ГКП-240-3), Краснотуринске (марок ПКП-12-1 и ПКП-12-2) и в НИИЖБе (марок ОНП-1 и ОНП-2).

Цель испытаний всех этих плит — получение числовых значений коэффициента $\psi_б$, входящего в расчет жесткости изгибаемых элементов (результаты испытаний этих плит описаны в пп. 6 и 7).

12-я серия — плиты ОКАП. Ребристые конструкции более экономичны и выгодны по расходу материалов,

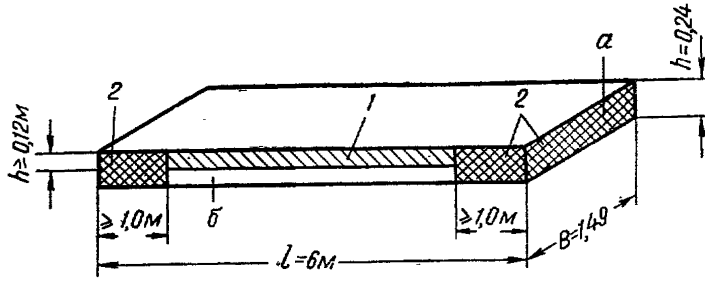


Рис. 8. Зоны в газосиликатных плитах марок ГКП, в которых недопустимы усадочные технологические трещины

а — торцовая грань плиты; *б* — продольная грань плиты; *1* — недопустимы горизонтальные трещины; *2* — недопустимы горизонтальные и косые трещины

чем плоские. Однако решение ребристых конструкций плит из ячеистого бетона встретило значительные трудности из-за низких прочностей ячеистого бетона, обычно применяемого в плитных конструкциях (объемный вес 700—800 *кг/м*^{3}, прочность на сжатие 40—50 *кГ/см*^{2}).

Первые попытки разработать однородную ребристую плиту ОКАП для покрытий промышленных зданий, предпринятые в 1953 и 1956 гг., показали, что слабым местом в этой конструкции являются анкеровка рабочей арматуры и прочность опор. Опытные плиты в первых испытаниях выполнялись с соблюдением всех параметров ребристых плит КАП, имеющих железобетонные ребра.

Учитывая результаты первых испытаний в опытных плитах ОКАП, была увеличена площадь поперечного сечения ребра, усилена опорная часть введением в конструкцию торцового ребра, а также усилена анкеровка арматуры в результате увеличения площади опирания анкерной детали.

Опытные плиты ОКАП были запроектированы на самую высокую нормативную нагрузку, соответствующую плите КАП-16-700 и по ГОСТ 7741—55. Рабочая арматура в трех плитах выполнялась из стержней периодического профиля стали класса А-II, а четвертой — стали класса А-III. Конструкция опытных плит ОКАП представлена на рис. 9.

Наряду с проверкой прочности и жесткости новой конструкции плит целью испытаний было получение числовых значений коэффициента ψ_6, входящего в расчет жесткости конструкций, при работе их с трещинами.

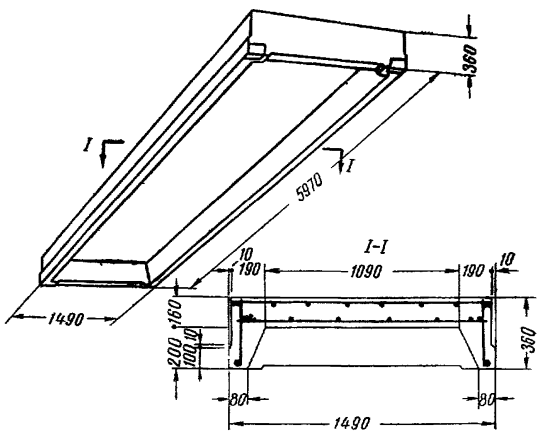


Рис. 9. Конструкция плит марок ОКАП

Первые три плиты изготовляли в форме, имеющей глухой торцовый борт, поэтому при их распалубливании оказались поврежденными торцовые ребра; на них образовались горизонтальные трещины, переходящие в месте примыкания ребер к верхней полке. Однако эти трещины не оказывали влияния на ход испытаний.

Плита ОКАП-1 разрушилась по вертикальной трещине при достижении рабочей арматурой предела текучести с последующим раздроблением сжатой зоны бетона. Фактическая разрушающая нагрузка и разрушающая нагрузка, определенная расчетом по фактическим прочностям бетона и арматуры, имеют удовлетворительное совпадение.

Остальные плиты разрушились в результате сдвига рабочей арматуры на опорах и нарушения анкеровки. Однако это разрушение нельзя считать преждевременным и испытания неудачными, так как напряжения в

арматуре в момент разрушения достигали величины около 5000 *кГ/см²*.

Следовательно, если бы арматура имела обычный предел текучести для стали класса А-II и класса А-III (3000 и 4000 *кг/см²*), то разрушение произошло бы от изгиба по обычной схеме. Таким образом, можно считать сцепление между арматурой и бетоном и анкеровку ее достаточными, а плиты ОКАП — имеющими необходимую несущую способность.

6. ГРАНИЦА ПЕРЕАРМИРОВАННЫХ СЕЧЕНИЙ И РАБОТА СЖАТОЙ АРМАТУРЫ

Граница переармированных сечений в конструкциях из ячеистого бетона пока еще окончательно не выяснена. Объясняется это тем, что разными исследователями получены разноречивые результаты. Так, в опытах В. Н. Горнова и В. И. Иванова [2] с пенобетонными балками предельная высота сжатой зоны равнялась 0,4 h_0, в опытах К. К. Шкербелиса [3] с газобетонными балками — 0,55 h_0, а из обработки данных исследований, проведенных в НИИЖБе на конструкциях плит покрытий, — 0,45 h_0.

Однако нельзя было установить причины, влияющие на разброс результатов, так как опытные конструкции в исследованиях изготавливали из различных видов и составов ячеистых бетонов. Поэтому впредь до накопления достаточных экспериментальных данных в СН 99—60 предельная высота сжатой зоны была принята равной 0,45 h_0, что соответствует предельному моменту $M = 0{,}35\ bh_0^2 R_{и}^{н}$.

В наших исследованиях проводились испытания опытных балок и плит покрытий промышленных зданий, имеющих различный процент армирования: от минимальных в балках ПБ и ребристых плитах ОКАП до переармированных в плитах покрытий ГКП. Все эти конструкции выполнялись из различных видов и составов ячеистого бетона, изготовленного различным способом. Поэтому анализ их прочности дает возможность установить в ячеистобетонных конструкциях зависимость между высотой сжатой зоны и процентом армирования.

Как уже отмечалось выше, к переармированным кон-

струкциям относятся плоские плиты ГКП, которые имели армирование, выполненное из условия жесткости плит. Для восприятия изгибающего момента от нагрузки больше предельного изгибающего момента, воспринимаемого бетоном сжатой зоны ($M=0{,}35\ bh_0^2R_в^н$), в плитах была поставлена сжатая арматура из условия, что расчетное сопротивление сжатой арматуры (независимо от марки стали) принимается равным $\sigma_т=1700$ *кг/см*^{2}. Такая величина $\sigma_т$ принята в СН 99—60 из-за опасения, что сжатая арматура, окруженная малопрочным ячеистым бетоном, может выпучиваться вследствие начальных ее искривлений. Чтобы сжатая арматура могла выдержать и это напряжение, было предусмотрено ее крепление поперечными стержнями каркасов, расположенных через 20 диаметров сжатого стержня.

Благодаря наличию сжатой арматуры и некоторому превышению прочности ячеистого бетона против проектной разрушение большинства опытных плит марок ГКП произошло по нормальной схеме — по вертикальной трещине от достижения растянутой арматуры предела текучести. Однако наряду с этим видом разрушения некоторые плиты разрушились по сжатой зоне (плиты 3-й серии марки СП, плиты 5-й серии марки ГКП-220 и плиты 9-й серии марки ГКП-IV). В основном это были плиты, у которых прочность ячеистого бетона была ниже 40 *кГ/см*^{2}. Это дает возможность проанализировать границу переармированных сечений и способность сжатой арматуры воспринимать напряжения для плит марки ГКП, а следовательно, и для других видов ячеистобетонных конструкций.

Напряжения, воспринимаемые сжатой арматурой, принимались равными деформациям ячеистого бетона в зоне расположения арматуры (балки 2-й серии марки ГА, плиты 3-й серии марки СП, плиты 4-й серии марки КГП-25, 5-й серии марки ГКП-220), либо по деформациям, непосредственно замеренным на сжатой арматуре (плиты 8, 9 и 10-й серии марки ГКП, плиты 11-й серии марки ГКП-IV и плиты 13-й серии марки ОНП). В первом случае условно предполагалось, что деформации арматуры должны соответствовать деформации ячеистого бетона в месте расположения арматуры по высоте сечения. Если бы это условие не соблюдалось, то произошло бы проскальзывание сжатой арматуры. Деформации сжатой арматуры от собственного веса плиты опре-

делялись интерполяцией графиков ее деформаций от нагрузок в процессе загружения.

Из графиков деформаций сжатой арматуры (рис. 10—12) видно, что зависимость между деформациями и нагрузками, составляющими не более 0,9 от

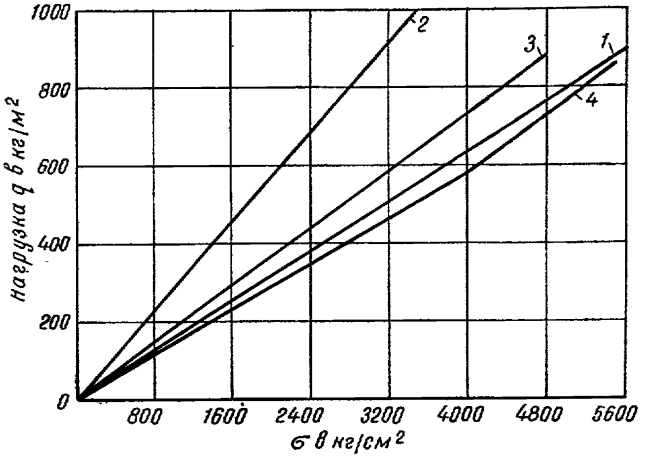


Рис. 10. Напряжение сжатой арматуры в плитах 5-й серии марок ГКП-220, разрушенных по сжатой зоне

№ позиций на рис. 10	Марка плиты	$q_{раз}$ полная в *кГ/м²*	$\varepsilon_{макс}$ при разрушении	$\sigma_а$ при разрушении *кГ/см²*	$\sigma_т$ в *кГ/см²*
1	ГКП-220-2	920	2100	4400	6000
2	ГКП-220-3	1003	1620	3400	
3	ГКП-220-4	969	2190	4500	
4	ГКП-220-5	942	2540	5350	

разрушающей, выражается прямой линией, т. е. происходит упруго. Определение напряжения в сжатой арматуре по ее деформациям показывает, что для плит, в которых сжатая арматура имела предел текучести меньше или равный 3500—4000 *кг/см²*, при разрушении их по сжатой зоне напряжения в сжатой арматуре были, как правило, больше величины $\sigma_т$, полученной по испытаниям стержней на центральное растяжение (см. таблицы к рис. 11 и 12).

Для плит ГКП-220, у которых сжатая арматура имела предел текучести 6000 *кг/см²*, она не полностью использовалась, и в этих плитах напряжения в сжатой арматуре при разрушении составляли от 3400 до 5350 *кг/см²* (см. таблицу к рис. 10).

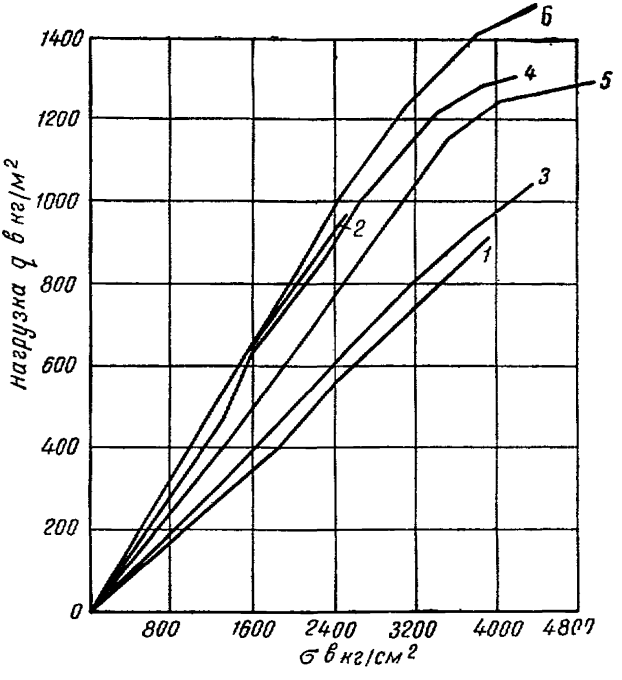


Рис. 11. Напряжение в сжатой арматуре в плитах марок ГКП и ОНП, разрушение, которое произошло в основном по сжатой зоне

№ позиции на рис. 11	Марка плиты	$q_{раз}$ полная в *кГ/м²*	$\varepsilon_{макс}$ при разрушении	$\varepsilon_{упр}$ при $q=0{,}9q_р$	Среднее $\sigma_а$ при $q=0{,}9q_р$ *кГ/см²*	$\sigma_т$ в *кГ/см²*
1	ГКП-2-1	1092	—	1240	2600	2670
2	ГКП-2-2	1042	—	1830	3840	3900
3	ГКП-2-3	1078	—	2025	4250	3100
4	ГКП-I-а	1159	1932	1560	3270	3830
5	ГКП-IIа	1298	2435	1700	3570	3700
6	ОНП-1	1505	2145	1700	3570	5100

Для проверки способности сжатой арматуры воспринимать напряжение в НИИЖБе были изготовлены две плиты 13-й серии марки ОНП с переармированными

сечениями. Одна из них имела сжатую арматуру (ОНП-1), другая сжатой арматуры не имела (ОНП-2). В остальном плиты между собой не должны были отличаться. Однако, как показало испытание кубов, выпиленных из плит после их разрушения, прочность и объ-

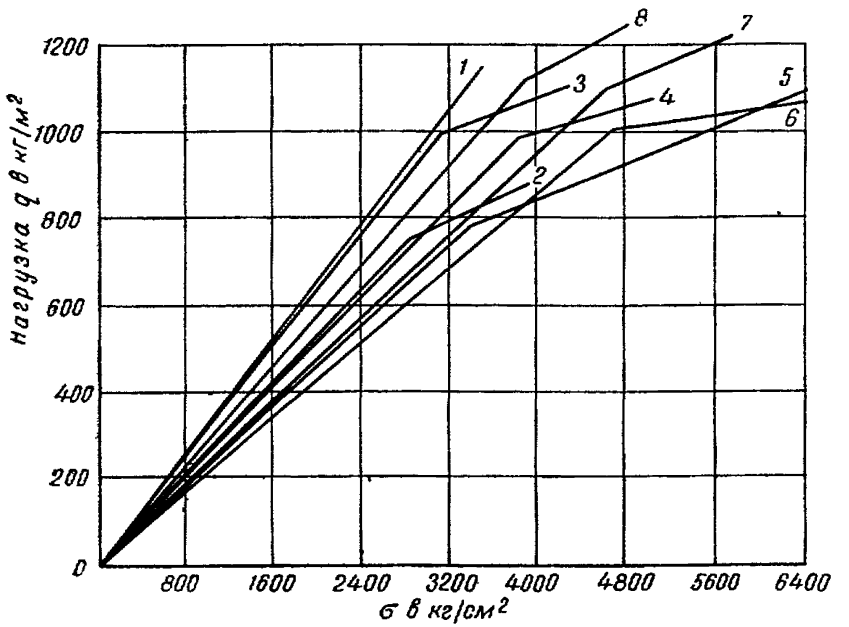


Рис. 12. Напряжения сжатой арматуры в плитах девятой серии марок ГКП-IV, разрушение которых произошло в основном по сжатой зоне

№ позиции на рис. 12	Марка плиты	$q_{раз}$ с учетом собственного веса	$\varepsilon_{макс}$ 10^{-6} при разрушении	$\varepsilon_{упр}$ при $q=0{,}9q_р$	Среднее $\sigma_а$ при $q=0{,}9q_р$ кГ/см²	$\sigma_т$ в кГ/см²
1	ГКП-IV-1	1141	1680	1680	3540	2740
2	ГКП-IV-2	970	1600	1420	2960	3290
3	ГКП-IV-3	1100	1660	1520	3200	2910
4	ГКП-IV-4	1095	1940	1770	3700	3340
5	ГКП-IV-5	1210	2400	1500	3150	2730
6	ГКП-IV-6	1217	2500	2300	4850	2660
7	ГКП-IV-7	1223	2380	2000	4200	2910
8	ГКП-IV-8	1200	2060	1850	4300	3890

емный вес ячеистого бетона (R=38 *кГ/см²*; γ =584 *кг/м³*) в плите ОНП-1 были меньше, чем в плите ОНП-2 (R=48 *кГ/см²*; γ=657 *кг/м³*). По этой причине из срав-

нения фактических разрушающих нагрузок трудно было бы определить величину усилия, воспринимаемого сжатой арматурой. Кроме того, хотя разрушение обеих плит и произошло по сжатой зоне, в плите ОНП-1 не наблюдалось разрушения по предполагаемой схеме, а именно: выпучивания арматуры или раздробления сжатой зоны ячеистого бетона над вертикальной трещиной, которая дала бы возможность судить о несущей способности сжатой арматуры. Разрушение произошло от скола сжатой арматуры, которое началось с торцов и по мере дальнейшего за-

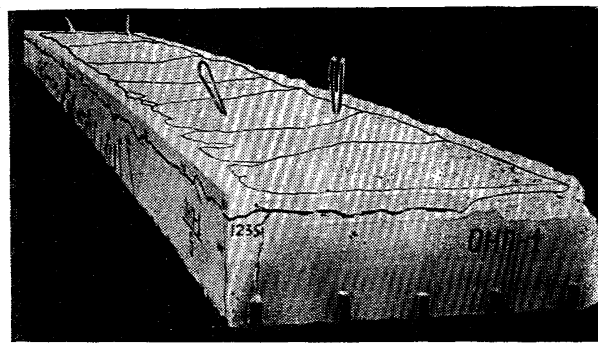


Рис. 13. Разрушение плиты марки ОНП-1

гружения плиты продвигалось к середине (рис. 13). Фактическое разрушение плиты ОНП-1 не дает возможности судить о действительных напряжениях в сжатой арматуре, которые она может выдержать до потери устойчивости. Однако испытание свидетельствует о том, что при значительном расстоянии между сжатыми стержнями (65 *см* в плите ОНП-1) и, по-видимому, низкой прочности ячеистого бетона меньше 50 *кГ/см*^{2} может произойти разрушение вследствие разности скорости деформации сжатой арматуры и близлежащих слоев ячеистого бетона, развивающихся при действии изгибающего момента. С этой точки зрения очень важно выполнять конструктивные требования в изделиях из ячеистого бетона, принятых в СН 99—60, по которым количество стер-

жней рабочей арматуры должно быть не менее трех на 100 *см* ширины плиты.

Надо отметить, что в плите ОНП-1 расстояние между рабочими стержнями в сжатой зоне равнялось 70 *см*, так же, как в плитах ГКП; но в плитах ГКП на участках между основными стержнями расположены были дополнительные стержни монтажной арматуры, которые, по-

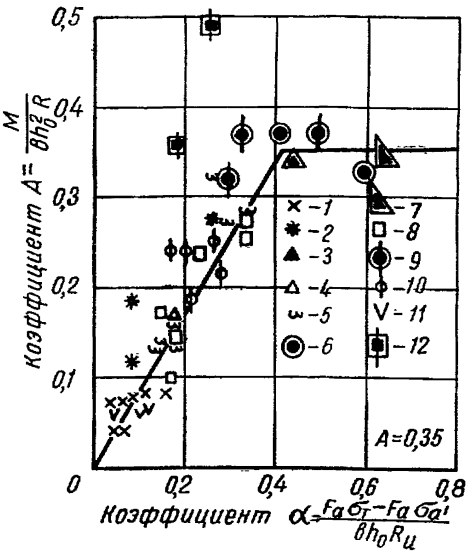


Рис. 14. Зависимость между коэффициентами A и α

Характер разрушения		Марка образца
по сжатой зоне	не по сжатой зоне	
Условные обозначения		
—	*1*	Балки ПБ (серия 1)
—	*2*	„ ГА (серия 2)
3	*4*	Плиты СП (серия 3)
—	*5*	„ КГП-25 (серия 4)
6	—	„ ГКП-220 (серия 5)
—	—	„ ГКП-240 (серия 6)
—	*8*	„ ГКП (серия 8 и 9)
9	*10*	„ ГКП-IV (серия 10)
—	*11*	„ ОКАП (серия 12)
12	—	„ ОНП (серия 13)

видимому, устраняют опасность, вызываемую различными деформациями между основной сжатой арматурой и ячеистым бетоном.

Зависимость между коэффициентом A, характеризующим величину момента, воспринимаемого сжатым бетоном, и коэффициентом α, характеризующим степень армирования ячеистобетонных конструкций, представлена на рис. 14. При построении этого графика напряжения в сжатой арматуре при разрушении определялись по замеренным деформациям арматуры, как это было сказано выше. Напряжения в растянутой арматуре при разрушении конструкций не от текучести арматуры вычислялись по ее деформациям, замеренным тензометрами.

Прочности ячеистого бетона были приняты по испытанию кубов $100\times100\times100$ *мм*, выпиленных из опытных конструкций после их разрушения. Как видно из рис. 14, основное количество плит, разрушенных по сжатой зоне, имело коэффициент A, близкий к величине 0,35, т. е. близкий к принятому в СН 99—60.

Таким образом, при разрушении опытных конструкций по сжатой зоне сечения напряжения в сжатой арматуре достигали 3500—4000 *кг/см*^{2}, а выпучивание стержней сжатой арматуры в этих случаях не наблюдалось.

Наряду с этим опытные данные подтвердили, что значение предельной высоты сжатой зоны, характеризующее границу переармированного сечения, $x=0{,}45h_0$ принято в СН 99—60 достаточно обоснованно.

7. АНАЛИЗ ДЕФОРМАЦИЙ

Анализ основных положений теории жесткости проф. В. И. Мурашева, разработанный им применительно к обычным железобетонным конструкциям, и сопоставление фактических и теоретических прогибов ячеистобетонных конструкций показали, что этот метод может быть практически применен и для расчета жесткости ячеистобетонных конструкций в случае, если коэффициенты, определяющие упруго-пластические свойства материалов, достаточно характеризуют свойства ячеистых бетонов.

Поэтому в действующих технических условиях на проектирование конструкций из автоклавных ячеистых бетонов (СН 99—60) был принят метод расчета жест-

кости по теории В. И. Мурашева, с введением следующих коррективов:

1) в средний модуль упруго-пластичности бетона при сжатии на участке между трещинами был введен коэффициент $\psi_б$, характеризующий неравномерность деформации в сжатой зоне, вызванную образованием трещин в изгибаемых элементах. Поэтому выражение среднего модуля упругости-пластичности приняло вид

$$E_{б.с} = \frac{(1-\lambda)E_б}{\psi_б},$$

а характеристика сечения

$$\alpha = \frac{F_а}{bh_0} \cdot \frac{E_а \psi_б}{\psi_а (1-\lambda) E_б};$$

2) отношение коэффициентов, определяющих упруго-пластические свойства ячеистых бетонов, было принято $\frac{\psi_б}{\psi_а(1-\lambda)}$ (в отличие от $\frac{1}{\psi_а(1-\lambda)}$ для обычного железобетона), т. е., по-видимому, той же величины, но по прежней трактовке для железобетонных сечений;

3) для определения коэффициента $\psi_а$ была принята формула канд. техн. наук Я. М. Немировского

$$\psi_а = 1 - n\frac{M_{б.т}}{M^н},$$

где n — коэффициент, равный 0,7;

$M_{б.т}$ — изгибающий момент при образовании трещин в бетонном сечении;

$M^н$ — изгибающий момент от нормативной нагрузки.

Все коэффициенты, характеризующие свойства ячеистых бетонов (за исключением $\psi_а$), самостоятельно в расчет не вводились; объясняется это тем, что не было достаточно экспериментальных данных для выявления численных величин этих коэффициентов. В последующие годы, после выпуска СН 99—60, в НИИЖБе были проведены специальные эксперименты, а также эксперименты, имевшие целью проверить конкретные конструкции, позволившие установить численные величины этих коэффициентов и уточнить расчет жесткости армированных конструкций из ячеистых бетонов.

В связи с тем, что лабораторией теории железобетона и арматуры и лабораторией жароупорных и химически

стойких конструкций НИИЖБа были пересмотрены нормы проектирования железобетонных конструкций, метод определения деформаций железобетонных конструкций принят в новых нормах [17] несколько отличным, чем это было предложено проф. В. И. Мурашевым. Однако следует отметить, что и по новым нормам в расчете деформаций сохранены основные положения, принятые в теории проф. В. И. Мурашева, а именно:

1) гипотеза плоских сечений применительно к средним деформациям арматуры и бетона;

2) работа растянутой зоны бетона учитывается коэффициентом ψ_a;

3) пластические деформации сжатой зоны учитываются коэффициентом ν;

4) после образования в сечениях трещин бетон не работает на растяжение и все растягивающие усилия воспринимаются арматурой.

Для бетонов низкой прочности четвертое положение больше отвечает действительности, чем для обычных железобетонных элементов, так как относительно более низкая прочность ячеистого бетона на растяжение, по-видимому, в меньшей степени влияет на фактические деформации арматуры в сечении с трещинами. Этим, вероятно, объясняется, что появление трещин при нагружении конструкций из ячеистого бетона не вызывает такого быстрого нарастания прогибов, как в железобетонных элементах.

По предложению проф. А. А. Гвоздева [1], в новых нормах деформации изгибаемых элементов с двойной и одиночной арматурой принято определять через кривизны, величины которых вычисляются по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{Z_1 h_0}\left(\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi) b h_0 E_б \nu}\right). \qquad (5)$$

В эту формулу вновь вводится ξ — относительная высота сжатой зоны бетона в сечениях с трещинами. Кроме того, кривизна вычисляется с помощью коэффициентов ν; $\psi_б$; ψ_a, вводимых как самостоятельные величины (ранее же коэффициент ν входил в расчет в сочетании с ψ_a, а коэффициент $\psi_б$ вводится с аналогичным понятием, как и для расчета железобетонных конструкций); γ' — коэффициент, учитывающий наличие арматуры и полки в сжатой зоне сечения; Z_1 — плечо внутренней пары.

Коэффициент ν

В разработанной лабораториями теории железобетона и арматуры и жароупорных и химически стойких конструкций методике коэффициент ν определяется из испытаний бетонных призм на центральное сжатие; поэтому значение коэффициента ν будет зависеть от времени выдержки призм под нагрузкой при испытании. При определении прогибов изгибаемых элементов величины коэффициентов ν, полученные из испытаний призм, должны приниматься с учетом формы эпюры распределения напряжений в сжатой зоне, которая характеризуется коэффициентом полноты ω.

В практических расчетах прочности железобетонных и ячеистобетонных изгибаемых элементов во всех случаях принята прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне, т. е. $\omega=1$. Однако при кратковременном нагружении в изгибаемых элементах в соответствии с результатами исследований полнота эпюры ω равна $\frac{1}{2}$, а значения коэффициента ν соответствуют величинам, полученным при испытании призм на центральное сжатие.

Но так как в расчет условно вводится $\omega=1$, то для изгибаемых элементов принимается $\nu=0{,}5\,\nu_{\text{призм}}$. Произведение же $\nu\omega$ принимается исходя из того, что к концу испытаний балок деформации бетона сжатой зоны происходят при напряжении $\sigma_б=R_и$, и значение $\omega\nu$ должно быть таким, при котором $\xi_{тр}$ в любой стадии нагружения меньше $\xi_{ср}$, определенного по формуле

$$\xi_{ср}=\frac{i_{б.с}}{i_{б.с}+i_{а.с}}, \qquad (6)$$

где $\xi_{тр}$ — относительная высота сжатой зоны над трещиной;

$\xi_{ср}$ — средняя относительная высота сжатой зоны;

$i_{б.с}$, $i_{а.с}$ — соответственно средние деформации крайней сжатой грани бетона и растянутой арматуры в опытных балках.

Для железобетонных элементов из опытов выявилось, что $\omega\nu$ может быть принято постоянным при напряжениях до $\frac{\sigma_б}{R_и}\leqslant 0{,}6\div 0{,}7$.

Для ячеистобетонных конструкций определение величин коэффициента ν производилось испытанием на центральное сжатие призм размерами 100×100×300 *мм*, изготовляемых одновременно с опытными конструкциями

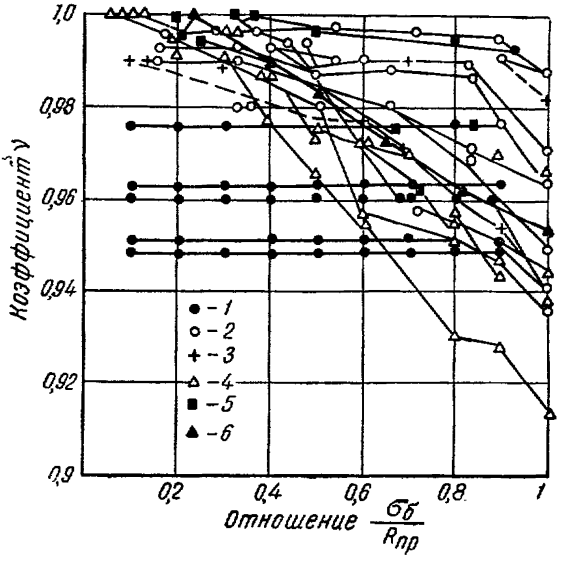


Рис. 15. Зависимость коэффициента ν от напряжения в призмах при испытании их на центральное сжатие

Марка образца	Условные обозначение	Вид ячеистого бетона	Среднее $R_{пр}$ в *кг/см²*	Среднее ν при $\frac{\sigma_б}{R_{пр}}=0{,}5$	Среднее ν при $\frac{\sigma_б}{R_{пр}}=0{,}9$
ОНП	*1*	Газобетон	35	0,965	0,964
КІ П-25	*2*	„	53	0,988	0,975
ПБ	*3*	Пенобетон	117	0,986	0,962
ГА	*4*	Газобетон	33	0,972	0,942
ГА	*5*	„	39	0,989	0,97
ДГП-Н	*6*	„	46,5	0,946	—

плоских плит покрытий и специальными образцами (балками) и обработкой результатов испытаний плит и специальных образцов (балок), разрушение которых произошло по сжатой зоне.

Призмы испытывали обычно на 10—15-е сутки после выкатки образцов из автоклава и на 3—4-е сутки после испытания опытных конструкций. Призмы испытывали с выдержкой между нагрузками по 5 *мин.* На рис. 15 приведены величины коэффициента ν в зависимости от отношений напряжений в призмах $\frac{\sigma_б}{R_{пр}}$. Из этого графика видно, что величина коэффициента ν лежит в пределах от 0,95 до 1, т. е. коэффициент ν для ячеистобетонных конструкций выше, чем для железобетонных конструкций, для которых $\nu = 0{,}9 \div 1$.

Таким образом, для изгибаемых обычно армированных ячеистобетонных конструкций, с учетом действительной формы эпюры в сжатой зоне, может быть принято произведение $\omega\nu = 0{,}5$ с еще бо́льшим основанием, чем для железобетонных.

Коэффициент $\psi_б$

Неравномерность распределения деформаций крайнего волокна сжатой зоны бетона в изгибаемых элементах на участках между трещинами, характеризуемая коэффициентом $\psi_б$, изучалась на не имеющих сжатой арматуры плитах марок ОКАП-4, ОНП-2 и имеющих сжатую арматуру — ОНП-1, ПКП-12-1, ПКП-12-2, ГКП-240-2, ГКП-240-3.

Коэффициент $\psi_б$ определялся по деформациям, замеренным двойной цепочкой тензодатчиков, полностью перекрывающих зону чистого изгиба плит на участке длиной 50 *см,* как отношение средней деформации по всей длине этого участка к максимальной.

На рис. 16 показано влияние трещин в растянутой зоне плиты на деформации ячеистого бетона сжатой зоны.

Коэффициенты $\psi_б$, вычисленные по отдельным этапам загружения опытных плит, приведены в табл. 4, из которой видно, что коэффициент $\psi_б$ очень мало изменяется в зависимости от этапа загружения. Однако его средние значения для различных опытных плит могут отличаться почти в два раза. Так, для плит ОНП-1, ПКП-12-1 и ПКП-12-2 коэффициенты $\psi_б = 0{,}47$; 0,36; 0,225; для плит ОКАП-4, ОНП-2; ГКП-240-2; ГКП-240-3 коэффициент $\psi_б = 0{,}68$; 0,72; 0,76; 0,56.

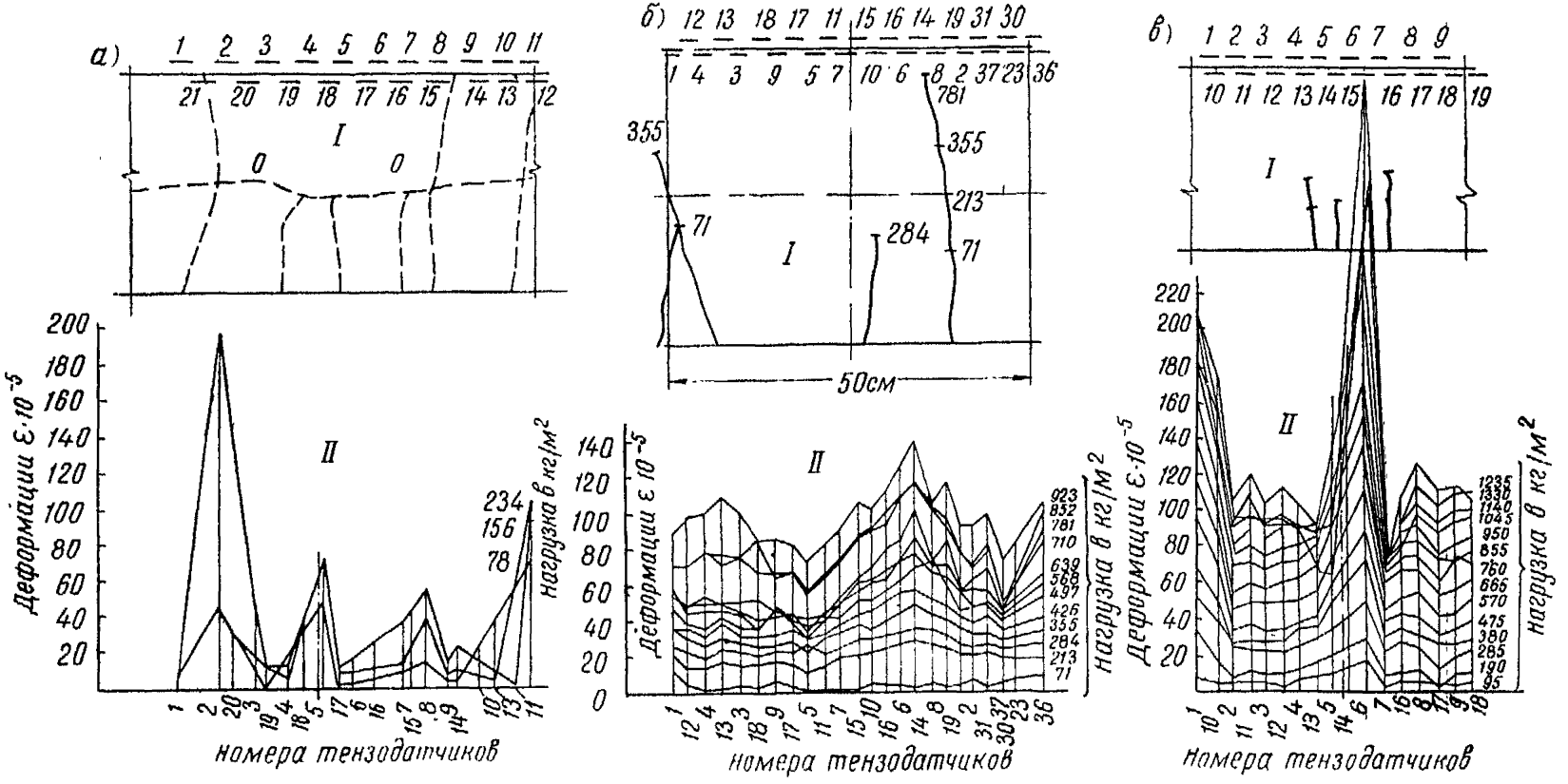


Рис. 16. Влияние трещин в растянутой зоне на деформации сжатой зоны ячеистого бетона в плитах

а — ПКП-12-1, *б* — ОКАП-4; *в* — ОНП-1; *I* — расположение трещин на продольной грани плиты и тензодатчиков на поверхности плиты; *II* — относительные деформации сжатия по показаниям тензодатчиков по этапам загружения

Таблица 4

Опытные значения коэффициента $\psi_б$ по этапам загружения плит

ОКАП-4		ОНП-1		ОНП-2		ПКП-12-1		ГКП-240-2		ГКП-240-3		ПКП-12-2	
q в $кг/м^2$	$\psi_б = \frac{\varepsilon_{ср}}{\varepsilon_{макс}}$	q в $кг/м^2$	$\psi_б = \frac{\varepsilon_{ср}}{\varepsilon_{макс}}$	q в $кг/м^2$	$\psi_б = \frac{\varepsilon_{ср}}{\varepsilon_{макс}}$	q в $кг/м^2$	$\psi_б = \frac{\varepsilon_{ср}}{\varepsilon_{макс}}$	q в $кг/м^2$	$\psi_б = \frac{\varepsilon_{ср}}{\varepsilon_{макс}}$	q в $кг/м^2$	$\psi_б = \frac{\varepsilon_{ср}}{\varepsilon_{макс}}$	q в $кг/м^2$	$\psi_б = \frac{\varepsilon_{ср}}{\varepsilon_{макс}}$
284	0,73	190	0,43	180	0,735	226	0,182	135	0,8	36	0,48	78	0,213
355	0,68	380	0,47	360	0,62	337	0,236	406	0,74	72	0,443	156	0,248
568	0,67	570	0,50	540	0,73	508	0,316	619	0,746	144	0,631	234	0,212
710	0,60	760	0,51	720	0,742	679	0,41	744	0,75	228	0,684	—	—
852	0,62	950	0,45	990	0,76	960	0,41	—	—	—	—	—	—
923	0,76	1330	0,47	1350	0,765	—	—	—	—	—	—	—	—
Среднее	0,68	—	0,47	—	0,72	—	0,36	—	0,76	—	0,56	—	0,225

На величину коэффициента $\psi_б$ в опытных плитах могли повлиять следующие факторы:

1) армирование сжатой зоны;

2) трещиноватость плит до испытания (наличие усадочных технологических трещин).

Сравнение полученных опытных коэффициентов $\psi_б$ с характеристикой армирования сжатой зоны опытных плит не выявило определенного влияния первого фактора, так как группа плит с коэффициентом $\psi_б$ порядка 0,7 имела армированную и неармированную сжатую зону.

Влияние трещиноватости плит до испытания на величину коэффициента $\psi_б$ выражено более рельефно из сравнения двух групп плит. Плиты ПКП-12-1 и ПКП-12-2, где коэффициент $\psi_б$ был порядка 0,22—0,47, имели резко выраженную трещиноватость (усадочные трещины в этих плитах появились не после автоклавной обработки, а вследствие усадки бетона во времени; трещины пересекали плиты на расстоянии не более 15—20 *см* друг от друга). Во второй группе начальные усадочные трещины были в плитах ГКП-240-2 и ГКП-240-3. В этой группе также наблюдается понижение коэффи-

циента $\psi_б$ с увеличением начальной трещиноватости плит.

Исключение из обеих групп плит составляет плита ОНП-1, которая не имела усадочных трещин до испытания. Однако, по-видимому, необычный характер разрушения этой плиты — сдвижка сжатой арматуры и прилегающей к ней зоны ячеистого бетона — погасил влияние наличия трещин растянутой зоны на неравномерность деформации сжатой зоны.

Из вышесказанного вытекает, что на величину коэффициента $\psi_б$ влияет в основном начальная трещиноватость плит.

Интересно, что начальная трещиноватость плит уменьшает опытную величину коэффициента $\psi_б$, а не увеличивает, хотя по своему характеру этот коэффициент $\psi_б$ с увеличением количества трещин в плитах $\psi_б$, казалось бы, должен стремиться к единице. Возможно, что в конструкциях с неармированной сжатой зоной это явление будет именно таким, а в армированных происходит перераспределение средних напряжений с бетона на арматуру. Однако выяснить этого пока еще не удалось.

Для расчета однородных ячеистобетонных конструкций коэффициент $\psi_б$ можно принять равным 0,7, т. е. примерно равным среднему значению, полученному из результатов испытаний плит ОКАП-4; ОНП-2, не имеющих технологических трещин, и плит ГКП-240-2, ГКП-240-3, которые имели допустимую для этих конструкций трещиноватость.

Коэффициент $\psi_а$

Коэффициент $\psi_а$ вычислялся как отношение замеренных в зоне чистого изгиба средних деформаций растянутой арматуры к вычисленным деформациям арматуры в сечении с трещиной по формуле

$$\varepsilon_а = \frac{M}{F_а E_а h_0 (1 - 0{,}5\xi)}, \qquad (7)$$

где ξ — относительная высота сжатой зоны над трещиной, определявшаяся по методике, предложенной проф. А. А. Гвоздевым.

На рис. 17 приведены опытные значения коэффициента $\psi_а$ в зависимости от отношения $\frac{M_{б.т}}{M}$. Из рисунка

видно, что опытные данные имеют значительный разброс. Объясняется это, по-видимому, тем, что многие опытные плиты имели усадочные трещины после автоклавной обработки. Поэтому момент $M_{б.т}$, вычисленный

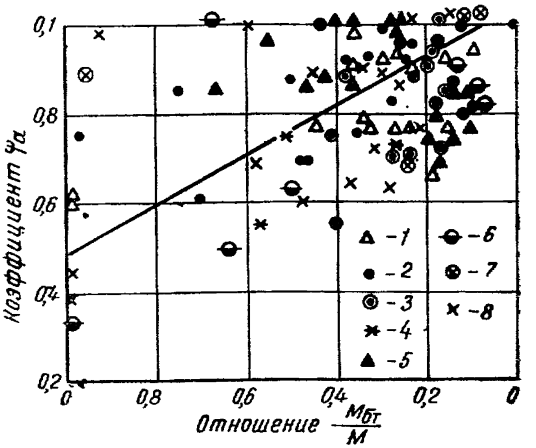


Рис. 17. Опытные значения коэффициентов

$$\psi_а = 1 - 0{,}5\,\frac{M_{б.т}}{M}$$

1 — балки ГА, плиты; *2* — ГКП-IV; *3* — ГКП-11; *4* — СП; *5* — ГКП-25; *6* — ПС; *7* — ГКП-240; *8* — ГКП-IV

из условия образования трещин при загружении конструкции, недостаточно точно характеризует действительную картину.

Однако на рисунке опытные точки располагаются наиболее скученно по направлению, имеющему линейную зависимость

$$\psi_а = 1 - 0{,}5\,\frac{M_{б.т}}{M}, \qquad (8)$$

которая и была принята для определения коэффициента $\psi_а$.

Относительная высота сжатой зоны бетона над трещиной ξ

Условно опытная относительная высота сжатой зоны бетона над трещиной определялась по методике, предложенной проф. А. А. Гвоздевым. Эта методика основы-

валась на выявлении зависимости между характеристикой момента $\left(L=\frac{M}{bh_0^2R_и}\right)$ и деформацией сжатой зоны, представленной на рис. 18 величиной $a=\varepsilon_б\frac{E_б}{\psi_б R_и}$ (правая часть графика), а также

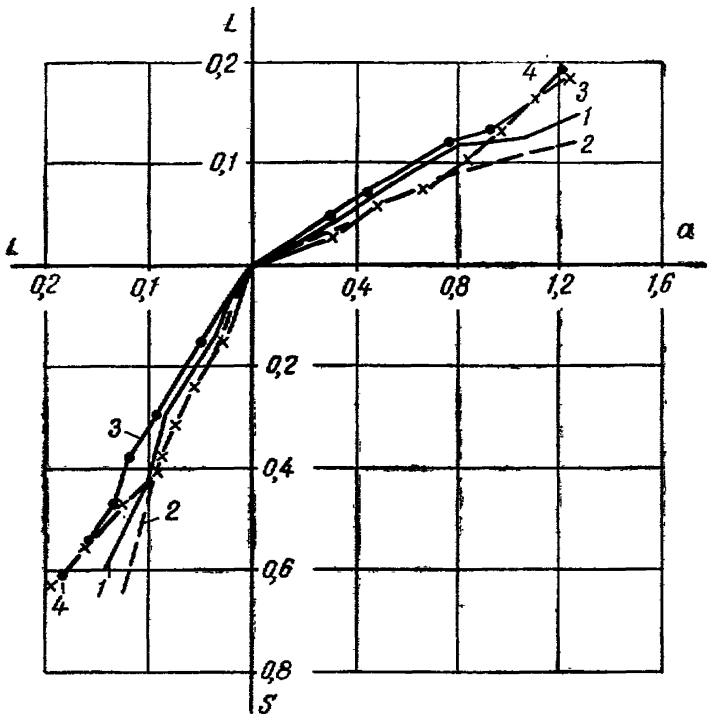


Рис. 18. Графический способ определения $\xi(1-0{,}5\,\xi)$ по экспериментальным значениям момента M и средней деформации сжатой зоны $\varepsilon_{б.ср}$

1 — $\mu n=0{,}26$; *2* — $\mu n=0{,}252$; *3* — $\mu n=0{,}374$; *4* — $\mu n=0{,}367$

между моментом и напряжением, выраженным отношением

$$S=\frac{R_б}{R_и}=\frac{\varepsilon_б E_б}{\psi_б R_и}\nu. \qquad (9)$$

Изменение относительной высоты сжатой зоны над трещиной характеризуется отношением $\frac{L}{S}$.

Для элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой

$$\frac{L}{S} = \xi(1 - 0{,}5\xi). \tag{10}$$

По предложению проф. А. А. Гвоздева, для практических расчетов при $\xi \leqslant 0{,}55$ можно принять

$$\frac{L}{S} = \xi(1 - 0{,}5\xi) = \frac{\xi}{1 + 0{,}7\xi}, \tag{11}$$

тогда

$$\xi = \frac{1}{\frac{S}{L} - 0{,}7} \tag{12}$$

Из опытов было установлено, что для железобетонных сечений можно вычислить значение ξ по формуле

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{0{,}1 + 0{,}5L}{\mu n}}. \tag{13}$$

При определении условно опытной относительной высоты сжатой зоны над трещиной для однородных конструкций из ячеистых бетонов при кратковременном загружении были учтены полученные выше коэффициенты $\omega\nu = 0{,}5$ и $\psi_б$ 0,7.

Относительная высота сжатой зоны над трещиной определялась по результатам, полученным из испытания балок 1-й и 2-й серий, а также плит 3—6, 8—11 и 13-й серий. Сжатая зона образцов 1, 2 и 13-й серий была неармированной, а в образцах остальных серий — армированной.

При обработке результатов испытаний принимались:

1) средние деформации сжатой зоны в образцах 6, 8—11 и 13-й серий — по измерениям, производимым переносным индикатором на базе 50 *см*, а в образцах 1—5-й серий — по тензометрам на базе 10 *см*. Более правильным (с точки зрения методики испытаний) следует считать измерения деформаций сжатой зоны, производимые индикатором на базе 50 *см*, так как коэффициент $\psi_б$ был вычислен на этой базе; однако подобное измерение производилось, как уже указывалось, не во всех испытаниях;

2) средние деформации сжатой арматуры определялись по измерениям, производимым тензометрами на базе 10 *см*.

Кроме того, принималось, что в испытываемых образцах конструкций, разрушение которых произошло по сжатой зоне, отношение действующей нагрузки к разрушающей такое же, как отношение действующего напряжения бетона в сжатой зоне к сопротивлению его сжатию при изгибе

$$\frac{q}{q_р} = \frac{R_б}{R_и},$$

где $q_р$ — разрушающая нагрузка.

Графики на рис. 18, построенные по опытным данным, показали, что кривые L—S зависят от степени армирования бетона, характеризуемой параметром μn; с увеличением μn графики L—S удаляются от оси O—S.

Сравнение условно опытных величин ξ для ячеистобетонных конструкций с расчетными, вычисленными по формуле (13), выведенной для железобетонных конструкций, показало, что разница между этими величинами может составить 100% и более. Объясняется это, по-видимому, тем, что модули упругости конструктивного ячеистого бетона меньше модуля упругости обычного бетона в десять раз и более. Поэтому для определения расчетной величины относительной высоты сжатой зоны над трещиной ξ для ячеистобетонных конструкций по опытным данным были построены графики зависимости L от μn при различных значениях S (рис. 19).

Аналитическое выражение расчетных кривых, нанесенных на графиках рис. 19, может быть записано в следующем виде:

$$L = \frac{S\mu n}{1{,}6\mu n + 0{,}5 + L}, \qquad (14)$$

а формула для определения относительной высоты сжатой зоны над трещиной для ячеистобетонных конструкций

$$\xi = \frac{1}{\frac{S}{L} - 0{,}7} = \frac{1}{0{,}9 + \frac{0{,}5 + L}{\mu n}}. \qquad (15)$$

Подсчитанные по формуле (15) ξ и условно опыт-

ные величины относительной высоты сжатой зоны над трещиной $\xi_{тр}$, представленные на рис. 20, показали удовлетворительное совпадение. Сравнение прогибов от кратковременной нагрузки фактических с расчетными,

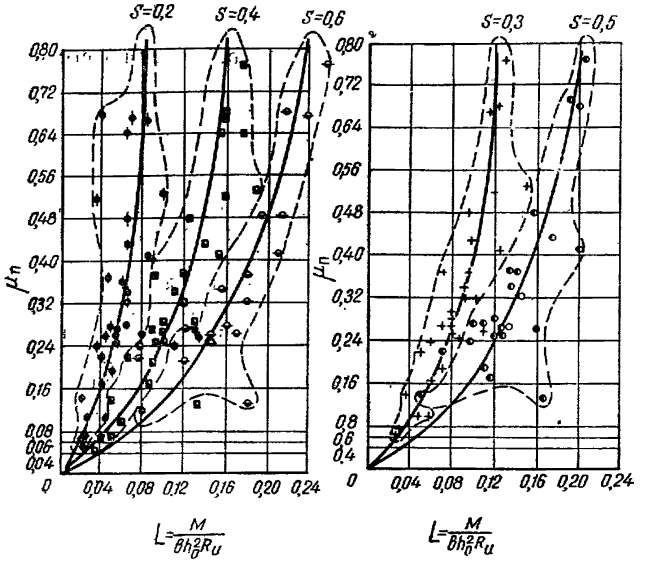


Рис. 19. Зависимость между величинами L и μn

определенными через вычисленную кривизну, где относительная высота сжатой зоны над трещиной ξ определялась по формуле (15), коэффициент ψ_1 — по формуле (8), коэффициент $\psi_б = 0{,}7$ и коэффициент $\nu = 0{,}5$, показало хорошую сходимость (рис. 21).

Что касается учета приращения прогибов при длительном действии нормативной нагрузки, оцениваемого ранее (по старым нормам) проектирования железобетонных конструкций коэфициентом θ, то по новым нормам проектирования такой учет производится соответствующим изменением коэффициентов ν и $\psi_а$.

Для ячеистобетонных конструкций еще нет достаточно проверенных опытных данных для определения изменений коэффициентов ν и $\psi_а$ во времени. Поэтому до

накопления таких данных изменения их во времени были приняты из условия изменения прогибов при длительном загружении плит ГКП-3 и ПКП-12-2, по которым коэффициент ν может быть принят равным 0,26, а коэффициент

$$\psi_a = 1 - n\frac{M_{б.т}}{M^н},$$

где принимается $n=0{,}4$, т. е. изменение коэффициента ψ_a во времени оценивается изменением коэффициента n.

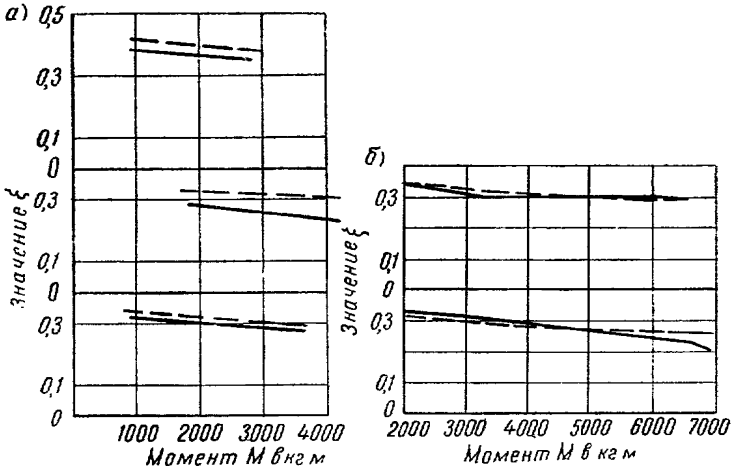


Рис. 20. Условно-опытные значения $\xi_{тр}$ (сплошные линии) и теоретические (пунктирные линии) по формуле (15)

$$\xi = \frac{1}{0{,}9 + \frac{0{,}5+Z}{\mu n}}$$

а — для плит ГКП 5-й серии; *б* — для плит ГКП 9-й серии

Таким образом, можно отметить, что прогибы изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечения из ячеистых бетонов с обычной одиночной или двойной арматурой после появления в них трещин при кратковременном и длительном загружении определяются по формуле

$$f = \frac{1}{\rho} S_1 l^2,$$

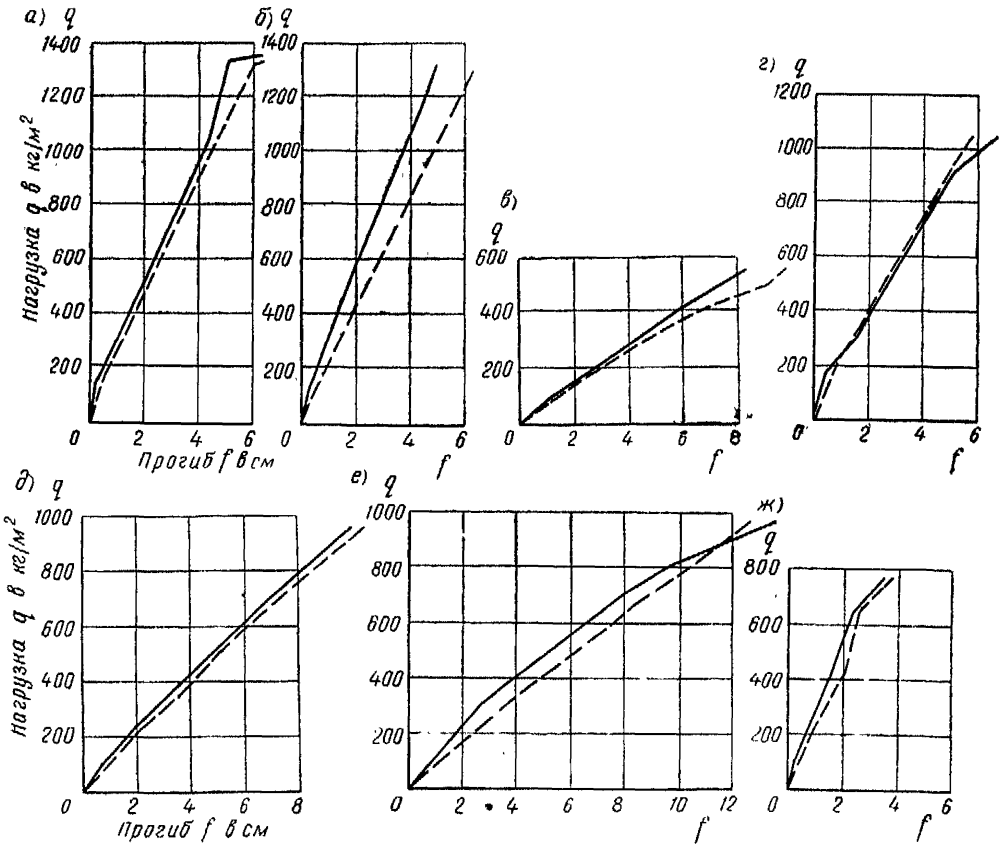


Рис. 21. Зависимость прогибов опытных плит от нагрузок

а — КГП-25-1; *б*—КГП-25(2); *в* — ГКП-2; *г* — ГКП-I-а; *д* — ГКП-IV-1; *е* — ГКП-IV-7; *ж* — ГКП-IV-Б (1); сплошные линии—расчетный прогиб; пунктирные линии — фактический прогиб

где $\frac{1}{\rho}$ — кривизна элемента после появления в нем трещин.

Результаты сопоставления величин прогибов опытных плит, установленных в процессе испытания и вычисленных по формуле, приведены в табл. 5.

Как видно из таблицы, фактические прогибы и прогибы, определенные расчетом, имеют хорошую сходимость. Поэтому полученные из опытов коэффициенты могут быть приняты для расчета перемещений ячеистобетонных конструкций.

Коэффициент ψ_a, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами для расчета кривизны ячеистобетонных изгибаемых конструкций, может быть определен по формуле $\psi_a = 1 - n\frac{M_{б.т}}{M^н}$, где при кратковременном действии нагрузки $n=0{,}5$, а при длительном действии нагрузки $n=0{,}4$; $M_{б.т}$ — изгибающий момент, воспринимаемый бетонным сечением при появлении трещин (без учета арматуры); $M^н$ — действующий изгибающий момент от нормативной нагрузки.

Что же касается коэффициента, учитывающего неравномерность распределения деформаций крайнего волокна сжатой грани $\psi_б$ для расчета кривизны ячеистобетонных изгибаемых конструкций, то он может быть принят равным 0,7, а коэффициент ν, учитывающий пластические деформации сжатой зоны при расчете кривизны ячеистобетонных изгибаемых конструкций, может быть принят при кратковременном действии нагрузки равным 0,5 и при длительном действии нагрузки равным 0,26.

III. ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ СЦЕПЛЕНИЯ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА С АРМАТУРОЙ И АНКЕРОВКИ АРМАТУРЫ

8. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА

В отличие от обычного тяжелого бетона прочность ячеистого бетона на сцепление, применяемого в конструкциях, не обеспечивает достаточного заанкеривания растянутой арматуры и требует дополнительных кон-

Таблица 5

Фактические и расчетные прогибы опытных плит

№ серий	Марка плиты	Нагрузка в $кг/см^2$	Прогибы в $см$		$K = \frac{f_ф}{f_{тр}}$	$K_{ср}$
			фактические $f_ф$	расчетные $f_т$		
3	СП-1	662	3,30	2,57	1,28	1,14
	СП-2	432	3,87	—	—	
	СП-3	766	2,104	3,00	—	
	СП-4	772	2,36	2,34	1,01	
4	ГКП-25-1	1330	5,03	5,50	0,92	0,906
	ГКП-25-2	1050	3,78	4,96	0,76	
	ГКП-25-3	420	2,05	2,68	0,76	
	ГКП-25-4	630	2,85	2,85	1,00	
	ГКП-25-5	630	2,79	2 57	1,09	
5	ГКП-220-2	420	3,10	3,40	0,91	0,97
	ГКП-220-3	518	3.47	3,14	1,10	
	ГКП-220-4	518	3,37	3,96	0,85	
	ГКП-220-6	444	3,99	3,88	1,03	
8	ГКП-1-а	910	5,08	4,93	1,03	1,0
	ГКП-2-а	910	4,80	4,86	0,99	
9	ГКП-IV-1	770	3.97	4,17	0,95*	0,94
	ГКП-IV-2	550	3,63	3,48	1,05	
	ГКП-IV-3	550	2,84	3,22	0,88	
	ГКП-IV-4	550	3,15	4,06	0,78	
	ГКП-IV-5	550	3,21	3,92	0,82	
	ГКП-IV-6	550	3,25	3,15	1,03	
	ГКП-IV-7	550	3,03	3,22	0,91	
	ГКП-IV-8	550	3,00	2,72	1,10	
10	ГКП-2-1	552	3,00	2,70	1,11	0,98
	ГКП-2-2	552	2,41	2,43	0,99	
	ГКП-2-3	552	2,22	2,63	0,84	
11	ГКП-IV-Б-1	555	2,36	2,71	0,87	0,94
	ГКП-IV-Б-2	552	2,82	2,34	1,20	
	ГКП-IV-Б-3	368	1,57	2,11	0,75	

структивных устройств. Поэтому, помимо расчета прочности ячеистобетонных конструкций от действия изгибающего момента по вертикальной трещине, их необходимо также проверять на прочность их от изгибающего момента по наклонному сечению.

В зарубежных нормах (например, в нормах ФРГ) допустимая прочность заанкеривания определяется по эмпирической формуле [1]

$$L^2 = 2500 d W n, \tag{16}$$

где L — анкерующая сила;
d — диаметр поперечного стержня;
W — прочность ячеистого бетона;
n — количество точек сварки или поперечных стержней.

Инж. Геза Сабо [15] на основании своих опытов предлагает определять несущую способность анкеровки $V_т$ отдельной точечной сварки по формуле

$$V_т = 1{,}15 d_1^2 \sqrt{\sigma f_e \sigma f_б}, \tag{17}$$

здесь d_1 — диаметр поперечного стержня;
σf_e — предел текучести поперечного стержня;
$\sigma f_б$ — временное сопротивление бетона местному смятию.

С теоретической точки зрения формула Сабо более правильно оценивает прочность анкера, чем формула, применяемая в ФРГ, так как выражает ее через прочность на смятие, что отвечает действительному характеру разрушения анкера.

Однако, как и формула, применяемая в ФРГ, она не учитывает влияние упругой среды, в условиях которой работает анкерный стержень. Предлагаемое же определение прочности на местное смятие в зависимости от отношения толщины защитного слоя и диаметра анкера является весьма условным, так как прочность на смятие помимо u/d_1 зависит от модуля упругости ячеистого бетона.

Кроме того, в обеих формулах (ФРГ и Сабо) не учитывается сцепление заанкериваемой арматуры на участке до начала наклонной трещины, между тем как эта

[1] Буквенные обозначения в формулах (16)—(18) приняты такими же, как в зарубежных источниках.

величина может оказывать значительное вияние на анкеровку арматуры, особенно для стержней периодического профиля.

В наших технических условиях (СН 99—60) [14] оценка прочности анкеровки арматуры была принята по формуле

$$N_а = 5nd_1^2 R_{пр} \sqrt[3]{\frac{E_а}{E_б}} + R_{сц} l \pi d, \qquad (18)$$

где $N_а$ — расчетное усилие в продольном стержне;
$R_{пр}$ — расчетная призменная прочность ячеистого бетона;
$E_б$ — расчетный модуль упругости ячеистого бетона в естественно влажном состоянии;
$E_а$ — расчетный модуль упругости арматуры;
d_1 — диаметр поперечного анкера;
n — количество поперечных анкеров;
d — диаметр продольного стержня;
l — длина участка сцепления, равная расстоянию от конца продольного стержня до начала наклонной трещины.

Первая часть формулы, оценивающая анкеровку арматуры поперечными стержнями, была получена на основе переработки формулы проф. Б. Н. Жемочкина $\sigma = 0{,}31\, N \sqrt{\frac{E_б b}{E_а J}}$, определяющей напряжение под сосредоточенным грузом, приложенным к бесконечно длинной балке.

В этой части формулы напряжения смятия учитываются произведением $5R_{пр}$. Оно было получено на основании опытов В. В. Макаричева из условия увеличения местных напряжений смятия в 4 раза, вследствие криволинейности площади смятия, которое имеет место для круглого стержня.

Вторая часть формулы учитывает анкерующую силу вследствие сцепления продольной арматуры с ячеистым бетоном на участке от конца продольного стержня до начала наклонной трещины.

Формула, принятая в СН 99—60, учитывает все факторы, влияющие на анкеровку арматуры, поэтому с теоретической точки зрения эта формула более правильна. Вместе с тем следует отметить, что формула (18) выве-

дена в основном исходя из определенных теоретических предпосылок и проверена на незначительном количестве экспериментальных исследований, поэтому она нуждается в дальнейшей опытной проверке. Уточнение формулы (18) также необходимо и для расширения области ее применения. Под этим подразумевается возможность использования ее для определения анкерующей силы при других видах анкерных устройств, новых видов конструкций, изготовленных из высокопрочных ячеистых бетонов, и применения предварительно напряженной арматуры. В том виде, в котором формула (18) в настоящее время применяется, требуется уточнение коэффициента 5, так как он был получен на основе незначительного количества испытаний, проведенных в НИИЖБе.

Что касается второй части формулы, то для учета величины сцепления арматуры с ячеистым бетоном требуется выявление многих факторов, влияющих на величину $R_{сц}$ и, в частности, учитывающих специфичность конструкций из ячеистых бетонов. Так, к числу основных факторов относится зависимость $R_{сц}$ от марки ячеистого бетона по прочности на сжатие как для гладкой арматуры, так и для арматуры периодического профиля. В СН 99—60 эта зависимость была принята на основании опытов НИИЖБа для обычных ячеистых бетонов.

Сейчас в связи с разработкой нового вида ячеистого бетона, обладающего повышенной прочностью примерно в два раза (при заданном объемном весе), необходимо установить прочность сцепления этого вида ячеистого бетона с арматурой, так как, по-видимому, она является функцией не только прочности на сжатие, но и объемного веса ячеистого бетона (т. е. плотности среды). При одном и том же объемном весе увеличение прочности ячеистого бетона, вероятно, должно отразиться в меньшей степени на величину $R_{сц}$, чем при пропорциональном повышении собственного веса, соответствующего повышению прочности ячеистого бетона.

Высокопрочные ячеистые бетоны предполагается использовать для однородных предварительно напряженных изгибаемых конструкций, поэтому очень важно исследование изменения прочности $R_{сц}$ в зависимости от вида и диаметра арматуры. Последнее обстоятельство интересно и перспективно с точки зрения выявления

вида и диаметра арматуры, при которых возможно ее применение в предварительно напряженных конструкциях без устройства специальной анкеровки поперечными стержнями.

К числу факторов, влияющих на $R_{сц}$ и относящихся к специфичным для конструкций из ячеистых бетонов, является прочность ячеистого бетона на сцепление с арматурой, покрытой защитной антикоррозийной пленкой. Это мероприятие необходимо для однородных конструкций из ячеистых бетонов, работающих в среде, где возможна коррозия арматуры.

Учитывая все вышеизложенное была намечена программа испытаний, необходимых для выяснения перечисленных вопросов. Первые их результаты приводятся в данной работе.

9. ОПИСАНИЕ ОПЫТНЫХ ОБРАЗЦОВ И МЕТОДИКА ИХ ИСПЫТАНИЙ

Исследование прочности ячеистого бетона на сцепление его с арматурой, а также анкеровки продольной арматуры поперечными круглыми стрежнями производилось на восьми сериях призменных образцов сечением 150×150 *мм*. Образцы изготовляли в специальных металлических формах, имеющих устройства для фиксирования арматуры.

В каждой форме изготавливалось по две призмы. Ячеистый бетон в основном приготавливали большими объемами, достаточными для заливки целой серии призм. В некоторых сериях (3-й и 4-й) ячеистый бетон изготовлялся на каждые две призмы отдельно. Образцы-призмы 1—6 и 8-й серий изготовляли из ячеистого бетона с объемным весом 700 *кг/м*^{3}, контрольной прочностью 50 *кГ/см*^{2}, а образцы 7-й серии — из высокопрочного ячеистого бетона с объемным весом 1200 *кг/м*^{3}, контрольной прочностью 300 *кГ/см*^{2}. Прочность и объемный вес ячеистого бетона определяли по формованным образцам размером 100×100×100 *мм*, испытанным в естественно влажном и высушенном состоянии. Фактические характеристики ячеистого бетона в опытных образцах представлены в табл. 6.

Из табл. 6 видно, что в образцах 5-й серии при сохранении заданного объемного веса ячеистого бетона

прочность его все же оказалась несколько сниженной по сравнению с заданным; в образцах 6-й серии, наоборот, объемный вес ячеистого бетона оказался более низким, чем предполагалось при выдержанной прочности его;

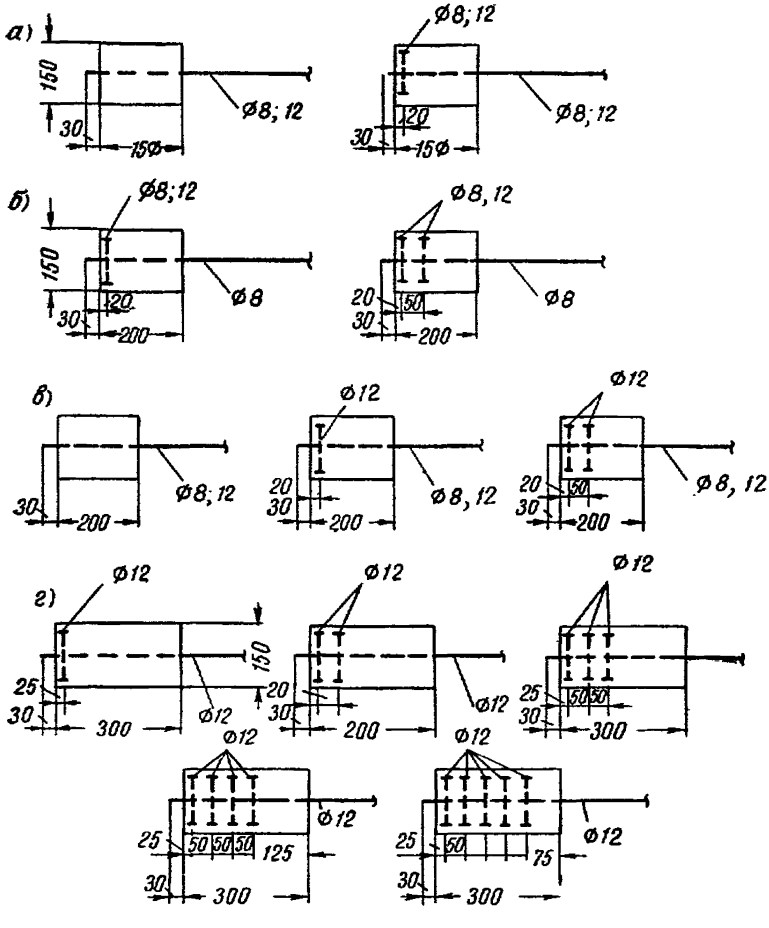


Рис. 22. Размеры опытных призм и расположение в них арматуры при исследовании сцепления и анкеровки арматуры в ячеистом бетоне

а — 1-я серия; *б* — 2-я серия; *в* — 3-я серия; *г* — 4-я серия (диаметры стержней в *мм*)

в образцах 8-й серии оказались более высоким и контрольная прочность, и объемный вес ячеистого бетона; в образцах остальных серий показатели прочности

Таблица 6

Физико-механические характеристики ячеистого бетона в опытных призмах

№ серий	Марка призмы	Характеристика ячеистого бетона						E в $кг/см^2$
		вид ячеистого бетона	в естественном состоянии		в высушенном состоянии		$R_{пр}^{ест}$ в $кГ/см^2$	
			γ в $кг/м^3$	R в $кГ/см^2$	γ в $кг/м^3$	R в $кГ/см^2$		
1	1—5; 7	Газобетон	810	47	750	62	36	23 000
2	П-1—П-14	Пенобетон	870	39,2	745	50,8	28	22 000
3	ПГ-1; ПГ-2	Газобетон	704	40,2	648	47	27	24 000
	ПГ-3; ПГ-4		680	33,1	598	49,2	27	24 000
	ПГ-5; ПГ-6		803	40,5	705	55,5	28	25 000
	ПГ-7; ПГ-8		669	29,5	613	38,3	22	20 000
	ПГ-9; ПГ-10		675	36,5	615	46,3	26	22 000
	ПГ-11; ПГ-12		657	36,1	583	47,0	27	24 000
	ПГ-13; ПГ-14		622	25,2	580	29,6	17	14 000
	ПГ-15; ПГ-16		707	38,2	649	51,0	28	25 700
	ПГ-17; ПГ-18		713	33	—	44	—	21 000
	ПГ-19; ПГ-20		616	22,2	557	32,2	—	15 000

Продолжение табл. 6

№ серий	Марка призмы	Характеристика ячеистого бетона						E в кг/см²
		вид ячеистого бетона	в естественном состоянии		в высушенном состоянии		$R_{пр}^{ест}$ в кГ/см²	
			γ в кг/м³	R в кГ/см²	γ в кг/м³	R в кГ/см²		
4	ПГ-21; ПГ-22	Газобетон	710	34,3	645	38	24	19 000
	ПГ-23; ПГ-24		644	29,6	677	39,7	20	20 000
	ПГ-25; ПГ-26		618	28,1	659	45,4	23	17 400
	ПГ-27; ПГ-28		792	35,2	741	68,9	30	23 000
	ПГ-29; ПГ-30		819	30,0	754	38,3	22	21 000
	ПГ-31; ПГ-32		808	34,1	677	40,4	23	21 000
	ПГ-33; ПГ-34		834	41,1	—	—	28	25 000
	ПГ-35; ПС-36		727	41,8	—	—	28	25 000
	ПГ-37; ПГ-38; ПГ-39; ПГ-40		732	34,6	672	40,3	23	21 000
5	с 39 по 46	„	738	28,9	716	30,6	15	17 000
6	с 47 по 64	„	596	31,7	601	51,8	31	26 000
7	65—72	„	1640	300	1316	380	270	380000
	73—79		1690	235	1356	300	210	340000
	80—84		1830	248	1470	320	215	340000
8	85—90	„	870	92,5	815	102,1	57	50 000
	91—117		894	60,8	795	90,7	50	47 000

и объемного веса ячеистого бетона имели незначительные отклонения от заданных.

При испытаниях первых четырех серий призм исследовалась прочность на сцепление ячеистого бетона с гладкой арматурой из стали класса А-I (стержней диаметром 8—12 *мм*, наиболее часто применяемых в плитных однородных конструкциях) и влияния количества поперечных стержней на величину анкерного усилия. Размеры опытных призм, диаметры арматуры, расположение и количество анкерных стержней в образцах этих серий показаны на рис. 22.

При испытании образцов-призм 5-й и 6-й серий проверяли прочность сцепления ячеистого бетона с арматурой периодического профиля из стали класса А-II в зависимости от диаметра ее стержней (10, 14, 18, 20 *мм*).

При испытании образцов-призм 7-й серии определялась прочность сцепления высокопрочного ячеистого бетона с арматурой периодического профиля из стали класса А-III и гладкой из стали класса А-I. При испытании образцов-призм 8-й серии проверялась прочность сцепления ячеистого бетона с гладкой арматурой из стали класса А-I, стержней диаметром 14 и 18 *мм*, а также стержней периодического профиля диаметром 14,5 и 18 *мм* из стали класса А-III, покрытой антикоррозийной обмазкой следующего состава: 1 вес. ч. битума, 6 вес. ч. цемента, 1,5 вес. ч. толуола.

Размеры призм 5—8-й серий были такими же, как в 4-й серии (см. рис. 22).

Испытание призм производилось на прессе для испытания арматуры на разрыв: в процессе исследования деформации сдвига арматуры измеряли двумя индикаторами. Результаты испытания призм представлены в табл. 7 и 8. В этих таблицах опытная величина выдергивающей нагрузки соответствует началу сдвига арматуры.

10. ПРОЧНОСТЬ СЦЕПЛЕНИЯ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА С АРМАТУРОЙ

Одним из основных факторов, влияющих на прочность сцепления ячеистого бетона с арматурой, является его прочность на сжатие. Зависимость между этими величинами, принятая в СН 99—60 с учетом поверхности

Таблица 7

Результаты испытаний опытных призм 1—6-й серии

№ серий	Марка призм	Длина призмы в *мм*	Диаметр основного стержня в *мм*	Анкерные стержни: диаметр в *мм*	Анкерные стержни: количество в шт.	$N_a = N_a + N_{сц}$ в *кг*	$N_{сц}$ в *кг*	Фактическое анкерное усилие в *кг* $N_a - N_{сц}$	K_1	Среднее K_1	σ_a в *кг/см²*
1	1	180	12	—	—	400	400	—	—	—	354
	2	180	12	12	1	1500	400	1100	4,8	—	1330
	3	180	12	12	1	1580	400	1180	5,1	4,75	1400
	4	120	8	—	—	480	480	—	—		960
	5	120	8	8	1	950	480	470	4,5		1880
	7	120	8	8	1	960	480	480	4,65		1900
2	П-1	200	8	8	1	1150	550	600	7,2	5,4	2280
	П-2			8	1	1200	550	650	7,8		2380
	П-3			8	1	1200	550	650	7,8		2380
	П-4			8	1	900	550	450	5,5		1780
	П-5			8	1	720	400	320	3,87		1420
	П-6			8	1	930	550	430	4,5		1840
	П-7			8	2	1300	550	750	4,4		2580
	П-8			8	2	1280	550	730	3,9		2530
	П-9			8	2	1200	550	650	6,3		2370
	П-10			8	2	1600	550	1050	5,7		3170
	П-11			12	1	1570	550	1020	5,5		3100
	П-12			12	1	1420	550	870	4,7		2800
	П-13			12	1	1500	550	950	5,15		3000
	П-14			12	2	1630	550	1080	2,9		3250
3	ПГ-1	200	12	12	2	1450	550	900	2,6	4,4	1280
	ПГ-2		8	12	2	1700	600	1100	3,2		3400
	ПГ-3		12	12	2	1970	550	1420	4,1		1740
	ПГ-4		8	12	2	2180	600	1580	4,6		4360
	ПГ-5		12	12	2	1870	550	1320	3,7		1650
	ПГ-6		8	12	2	1670	600	1070	3,0		3340
	ПГ-7		12	12	2	2360	550	1810	6,0		2080
	ПГ-8		8	12	2	1740	600	1140	3,8		3480
	ПГ-9		12	12	1	1920	550	1370	8,0		1700
	ПГ-10		8	12	1	1480	600	880	5,2		2960
	ПГ-11		12	12	1	1540	550	990	5,8		1360
	ПГ-12		8	12	1	1190	600	590	3,35		2380
	ПГ-13		12	12	1	1050	550	500	3,9		930
	ПГ-14		8	12	1	640	—	—	—		1280
	ПГ-15		12	12	1	820	500	370	—		725
	ПГ-16		8	12	1	590	—	—	—		1180
	ПГ-17		12	—	—	720	720	—	—		640
	ПГ-18		8	—	—	600	600	—	—		1200
	ПГ-19		8	—	—	—	—	—	—		—
	ПГ-20		12	—	—	380	380	—	—		340

Продолжение табл. 7

№ серий	Марка призм	Длина призмы в *мм*	Диаметр основного стержня в *мм*	Анкерные стержни: диаметр в *мм*	Анкерные стержни: количество в шт.	$N_a = N_a' + N_{сц}$ в *кг*	$N_{сц}$ в *кг*	Фактическое анкерное усилие в *кг* $N_a - N_{сц}$	K_1	Среднее K_1	$\sigma_д$ в *кг/см²*
4	ПГ-21	300	12	12	1	1400	600	800	4,2	4,3	1240
	ПГ-22				1	1300	600	700	4,2		1150
	ПГ-23				1	1500	600	900	6,7		1330
	ПГ-24				1	1000	400	600	4,45		890
	ПГ-25				2	1900	600	1300	4,0		1630
	ПГ-26				2	1700	600	1100	3,4		1500
	ПГ-27				2	2100	600	1500	3,9		1860
	ПГ-28				2	2400	600	1800	4,6		2120
	ПГ-29				3	2500	600	1900	4,2		2220
	ПГ-30				3	2150	600	1750	3,9		1900
	ПГ 31				3	2700	600	2100	4,5		2380
	ПГ-32				3	2550	600	1950	4,2		2260
	ПГ-33				4	3150	450	2700	3,8		2800
	ПГ-34				4	3200	600	2600	3,65		2820
	ПГ-35				4	3750	600	3150	4,45		3330
	ПГ-36				4	3450	600	2850	4,0		3060
	ПГ-37				5	3600	600	3000	—		3200
	ПГ-38				5	3650	600	3050	—		3240
	ПГ-39				5	3200	600	2600	—		3840
	ПГ-40				5	2500	—	—	—		3200

Примечания: 1. $N_{сц}$ взято либо по фактическому сцеплению, полученному по испытанию призм данной серии и диаметра без анкеров, либо интерполяцией графиков зависимости N_a от количества анкеров на ось N_a.

2. В СН 99—60 $N_{ан} = 5 n_a d_1^2 R_{пр} \sqrt[3]{\frac{E_a}{E_б}} + R_{сц} a_т U$, в табл. 7 коэффициент 5 в этой же формуле обозначен через K_1.

арматуры, была взята на основании немногочисленных опытов НИИЖБа на призменных образцах, изготовленных из ячеистого бетона объемного веса 600—850 *кг/м³*, контрольной прочностью 30—75 *кГ/см²*. Эти опыты показали, что влияние профилированной поверхности арматуры на $R_{сц}$ увеличивается с повышением марки ячеистого бетона.

Такая же закономерность наблюдалась и в обычных плотных бетонах. Объясняется это, по-видимому, тем, что при низких марках бетона выдергивание арматуры

Таблица 8

№ серии	№ замеса	Марка призмы	Длина призмы в *см*	Диаметр основного стержня в *мм*	N'_a в *кг*	$R_{сц} = \frac{N}{lU}$ в *кг/см²*	Среднее $R_{сц}$ в *кг/см²*	Напряжение σ_a в *кг/см²*
5	1	39	28	20	1500	8,5	8,9	440
		40	29	20	1700	9,3		540
		41	28	18	1450	9,2	9,2	570
		42	28	16	1300	9,3	9,3	565
		43	28	14	900	7,3	8,7	590
		44	29	14	1250	10,2		820
		45	28	14	1100	8,8		720
		46	28,5	10	1200	13,4	13,4	1530
6	1	47	29,3	22	2550	12,6	13,1	670
		48	28		2330	12,0		610
		49	27,5		2820	14,8		745
		50	28,5		2630	13,4		690
		51	29,		2720	13,5		715
		52	27,5		2500	13,1		660
	2	53	28,4	8	1150	16,4	15,4	2280
		54	28,5		1150	16,4		2280
		55	27,5		1060	15,4		2100
		56	29,5		1040	14,1		2060
		57	28,7		1050	14,6		2080
		58	28		1100	15,7		2200
	3	59	29,5	16	1750	11,9	10,6	870
		60	27,5		1400	10,0		700
		61	28,7		1650	11,5		825
		62	28,5		1420	10,0		710
		63	28,5		1210	8,5		605
		64	29		1690	11,7		845
7	1	65	28,5	8	2420	34	35	4800
		66		8	2500	35		5000
		67		8	2520	35,4		5040
		68		12	7800	73	73	6800
		69		16	8600	60	59	4300
		70		16	8140	57		4070
		71		16	7730	54		3865
		72		16	9200	65		4600
	2	73	28,5	8*	1800	25	27	3600
		74		8*	2060	29		4120

Продолжение табл. 8

№ серии	№ замеса	Марка призмы	Длина призмы в *см*	Диаметр основного стержня в *мм*	N'_a в *кг*	$R_{сц} = \frac{N}{lU}$ в *кг/см²*	Среднее $R_{сц}$ в *кг/см²*	Напряжение σ_a в *кг/см²*
7	2	75	28,5	16	7300	51	51	3650
		76		22	9600	48,5	50	3100
		77		22	10250	52		2700
		78		22	9750	49,5		2560
		79		22	9450	48		2500
	3	80	28,5	12	7660	71	65	6750
		81		12	6300	58		5600
		82		12	7800	72,5		6800
		83		12	6440	58,5		5700
		84		22	9800	50		2600
8	1	85	24,7	18	3000	21,4	21,2	1180
		86	31		4300	24,6		1700
		87	28		1000	—		
		88	30,5		2600	15,1		1040
		89	30,1		3250	19,1		1280
		90	26		3950	26,9		1560
	2	91	29,3	14,5	2400	18	17,7	1450
		92	29	14,5	2550	19,3		1540
		93	29,2	14,5	2100	15,8		1270
		94	27	18	3100	20,2	22	1220
		95	28,5	18	4100	25,4		1620
		96	30,1	18	3500	20,6		1380
		97	30,2	18*	2050	12		800
		98	27,5	18*	2000	12,9	13,5	7900
		99	27,5	18*	2250	14,5		880
		100	32	18*	2400	13,2		940
		101	27,2	18*	1750	11,4		680
		102	29,7	18*	3100	18,5		1220
		103	27,5	18*	1850	12		725
		104	30	14,5	3900	28,7	27	2360
		105	28,5	14,5	2250	17,3		1360
		106	28,7	14,5	4600	35		2780
		107	28	14,5	3400	25,8		2060
		108	29	14,5	3700	28		2240
		109	29,1	14,5	3850	29,2		2330
		110	30	14,5	3600	26,5		2180

Продолжение табл. 8

№ серии	№ замеса	Марка призмы	Длина призмы в *см*	Диаметр основного стержня в *мм*	N_a в *кг*	$R_{сц} = \frac{N}{lU}$ в *кг/см²*	Среднее $R_{сц}$ в *кг/см²*	Напряжение σ_a в *кг/см²*
8	2	111	29	14*	1150	9	11,6	750
		112	29,8	14*	1220	9,3		790
		113	29,7	14*	1500	11,5		970
		114	29,2	14*	2100	16,4		1360
		115	30	14*	1550	11,7		1000
		116	29,2	14*	1300	10,2		840
		117	30	14*	1700	12,9		1100

* Арматура диаметром 8, 14 и 18 *мм* гладкая.

происходит не в плоскости поверхности арматуры, а по ячеистому бетону, так как в этом случае, вероятно, сцепление лимитируется прочностью бетона, которая ниже прочности сцепления его с арматурой. И действительно, разрушение некоторых образцов свидетельствовало об этом: на поверхности арматурных стержней оставалась корочка из ячеистого бетона. Поэтому в СН 99—60 $R_{сц}$ для бетонов марок 35—50 принято одинаковым независимо от вида арматуры; с повышением же прочности бетона от 50 до 150 *кГ/см²* отношение $\frac{R_{сц\ период}}{R_{сц\ гладкая}}$ изменялось от 1 до 1,5.

Зависимость $R_{сц}$ от контрольной прочности ячеистого бетона в опытных образцах представлена на рис. 23. Каждой опытной точке на рисунке соответствует среднее $R_{сц}$ для 2—7 образцов, имеющих один и тот же диаметр арматуры. Следовательно, кривые *1* и *2* на этом рисунке, объединяющие $R_{сц}$ в зависимости от прочности бетона, показывают среднюю величину сцепления для стержней арматуры различных диаметров.

Эти графики объединяют прочности сцепления ячеистого бетона с гладкой арматурой и арматурой периодического профиля, соответствующие трем контрольным прочностям ячеистого бетона при сжатии:

1-я группа — 35— 50 *кГ/см²*;
2-я » — 90—100 » ;
3-я » — 300—380 » .

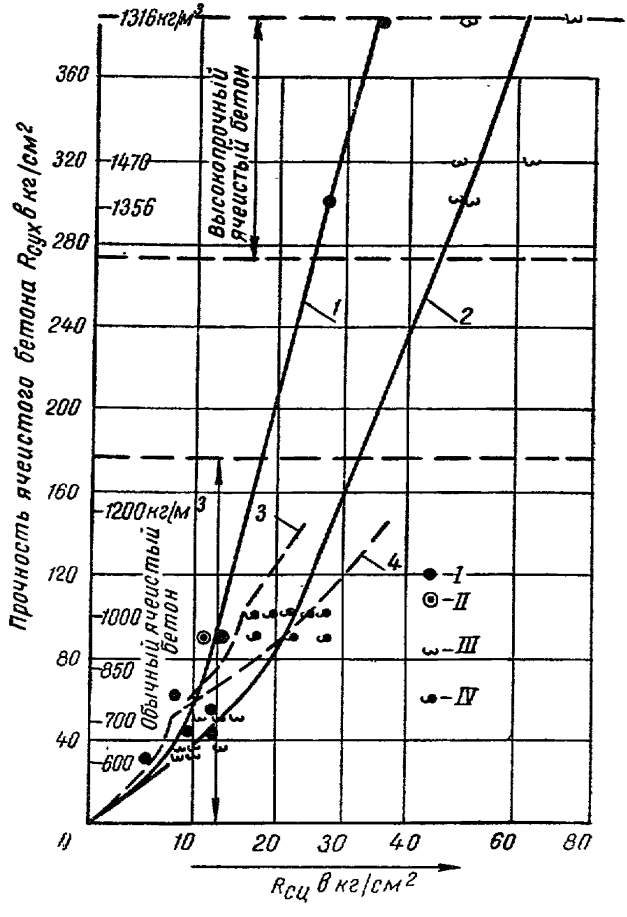


Рис. 23. Зависимость $R_{сц}$ от $R_{с\,ух}$

1 — $R_{сц}$ гладкой арматуры (по опыту); *2* — $R_{сц}$ арматуры периодического профиля (по опыту); *3* — $R_{сц}$ гладкой арматуры (по СН 99—60); *4* — $R_{сц}$ арматуры; периодического профиля (по СН 99—60); *I* — гладкая арматура; *II* — то же, с антикоррозийной обмазкой; *III* — арматура периодического профиля; *IV* — то же, с антикоррозийной обмазкой

Все эти группы опытных образцов имели свои условия, которые не позволяли безоговорочно принять выявленную закономерность за основу зависимости

$R_{сц}$ от марки бетона. К этим особым условиям относится то, что 2-я группа имела арматуру, покрытую антикоррозийной обмазкой, 3-я группа была изготовлена из высокопрочного ячеистого бетона, у которого при одном и том же объемном весе, соответствующем обычному ячеистому бетону, прочность при сжатии была в 2 раза выше.

Для определения влияния вышеперечисленных условий на $R_{сц}$ на рис. 23 были нанесены кривые *3* и *4*, отражающие зависимость $R_{сц}$ от марки бетона, принятую в СН 99—60. Сравнение опытных графиков с нормативными показывает, что обычный ячеистый бетон марки 35—50 имел $R_{сц}$ с гладкой арматурой и арматурой периодического профиля несколько выше, чем принято в СН 99—60; ячеистый бетон контрольной прочностью при сжатии 90—100 *кГ/см²* имел $R_{сц}$ с гладкой арматурой и арматурой периодического профиля, покрытой антикоррозийной обмазкой, в пределах норм. Некоторое отклонение в меньшую сторону для гладкой арматуры, по-видимому, можно объяснить за счет разброса, вызванного различным диаметром арматуры.

Высокопрочный ячеистый бетон имел $R_{сц}$ меньше, чем это можно было предполагать из линейной закономерности, принятой в СН 99—60. По приведенным данным пока еще нельзя сказать, является ли это свойством высокопрочного ячеистого бетона или принятая линейная закономерность в СН 99—60 не соответствует действительному изменению $R_{сц}$ от марки в зоне прочностей от 150 до 400 *кГ см²*. Причина может быть выяснена дальнейшими исследованиями в этом направлении при испытании образцов, имеющих одинаковую прочность при сжатии и различный объемный вес ячеистого бетона.

Однако, по-видимому, повышение $R_{сц}$ в зависимости от марки бетона по прочности на сжатие для высокопрочных ячеистых бетонов происходит медленнее, чем для обычных ячеистых бетонов.

Выяснение этого обстоятельства важно с точки зрения использования обычных ячеистых бетонов для предварительно напряженных конструкций, так как при соблюдении полученных опытных закономерностей (см. кривые *1* и *2* на рис. 23 и нормативных кривых *3* и *4*) предварительно напряженные конструкции в некоторых случаях можно изготавливать из обычного ячеистого бе-

тона, имеющего одинаковую с высокопрочным прочность сцепления.

Таким образом, результаты испытаний показали, что для ячеистого бетона контрольной прочностью 35—50 *кГ/см*^{2} прочность на сцепление с гладкой арматурой и арматурой периодического профиля может быть принята на 20% выше, чем по СН 99—60; антикоррозийная пленка (состава: 1 вес. ч. битума, 6 вес. ч. цемента, 1,5 вес. ч. толуола), нанесенная на арматуру гладкую и периодического профиля, в соответствии с технологией, принятой в СН 99—60, не снижает величины $R_{сц}$ в ячеистом бетоне прочностью при сжатии 90—100 *кГ/см*^{2}.

Для применения ячеистого бетона в предварительно напряженных однородных конструкциях необходимо провести дополнительные исследования влияния на $R_{сц}$ изменения прочности обычного ячеистого бетона с контрольной прочностью в диапазоне 100—200 *кГ/см*^{2} и высокопрочного ячеистого бетона с контрольной прочностью в диапазоне 100—400 *кГ/см*^{2}.

11. АНКЕРОВКА АРМАТУРЫ В ЯЧЕИСТОМ БЕТОНЕ

Как уже отмечалось, исследование работы поперечных анкеров из круглой арматуры производилось на призмах первых четырех серий. Основной задачей этих исследований явилось уточнение величины эмпирического коэффициента 5 первой части формулы (18), оценивающей работу поперечных анкеров. Коэффициент 5, учитывающий прочность ячеистого бетона на местное смятие под поперечным анкером, был принят из расчета пятикратного увеличения призменной прочности ячеистого бетона. Следующей задачей явилось определение несущей способности анкеров в зависимости от их количества, так как, по данным исследований Н. Н. Лессиг, нагрузка, которую воспринимает каждый отдельный анкер, не пропорциональна их количеству.

Для решения этих задач армирование призм было принято с различным количеством поперечных анкерных стержней, расположенных на расстоянии друг от друга не менее 5 *см* по конструктивным соображениям. Размеры призм увеличивались по мере увеличения количества поперечных стержней.

Результаты испытаний представлены в табл. 7 и на рис. 24. Каждой точке на рисунке соответствуют резуль-

таты испытаний одной призмы. Графики объединяют средние значения $N_{ан}$, полученные при испытании призмы с одинаковым количеством анкеров одного диаметра.

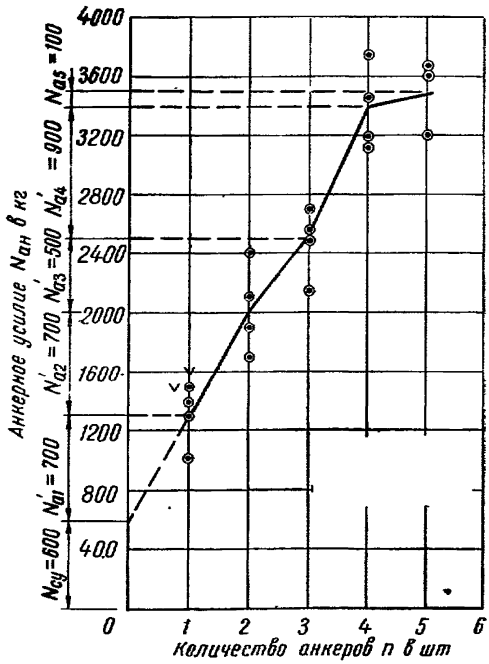


Рис. 24. Зависимость величины анкерной силы от количества анкеров диаметром 12 *мм* при испытании призм I—III серий

V — I серия призм;
⊙ — III серия призм

Влияние сцепления продольной арматуры определялось либо испытанием призм, не имеющих анкеров (серии 1 и 3), либо интерполяцией графиков $N_{ан}$ в зависимости от количества анкеров на ось $N_{ан}$ (серии 2 и 4) (см. рис. 24 и табл. 7).

Из рис. 25 и табл. 7 видно, что нагрузка, воспринимаемая каждым анкером, в среднем увеличивается пропорционально их количеству до четырех анкеров. Нагрузка, приходящаяся на каждый анкер, зависит только

от его диаметра; для диаметра 8 *мм* среднее $N_{ан} = 450$ *кг*, для диаметра 12 *мм* среднее $N_{ан} = 700—750$ *кг*. Увеличение количества анкеров до 5 шт. в 4-й серии призм показало, что пятый анкер нагрузки не воспринимает.

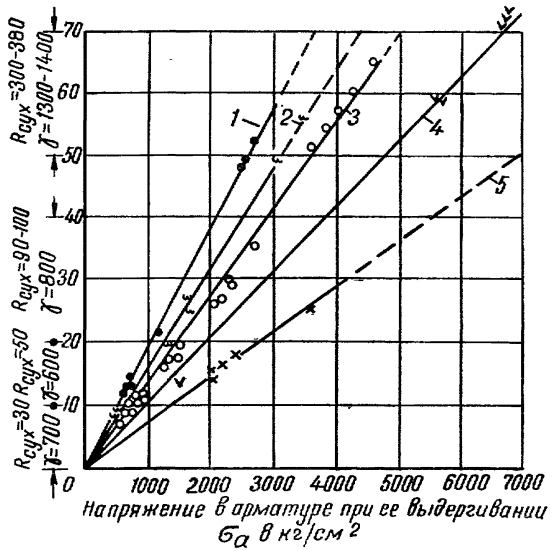


Рис. 25. Напряжения в арматуре периодического профиля в зависимости от диаметра и $R_{сц}$ при выдергивании ее из призм

1 — $d = 20$; 22 *мм*; *2* — $d = 18$ *мм*; *3* — $d = 14$; 16 *мм*; *4* — $d = 10$; 12 *мм*; *5* — $d = 8$ *мм*

Это обстоятельство, по-видимому, можно объяснить тем, что пятый анкер был расположен близко от края призмы (всего на расстоянии 7,5 *см*), при котором увеличилась податливость среды бетона под анкером, в результате чего он не включался в работу.

При расстоянии от последнего анкера до края призмы, равном 12,5 *см*, как это имело место при четырех анкерах, в призмах 4-й серии и двух анкерах в призмах 2-й и 3-й серий, податливость упругой среды под крайними анкерами, вероятно, соответствовала работе средних анкеров, поэтому и они могли воспринимать такую

же нагрузку, как средние анкеры. Отсюда следует, что полная работа анкеров при расположении их через 5 *см* может быть обеспечена в том случае, если расстояние до начала наклонной трещины будет не менее 12,5 *см* *. По-видимому, расстояние между поперечными анкерами и расстояние от крайнего стержня до начала наклонной трещины взаимосвязаны и от их соотношения зависит несущая способность крайнего анкера; в наших опытах это соотношение равнялось $\frac{12{,}5}{5} = 2{,}5$. При других расстояниях возможно это отношение будет иметь другие значения.

Эта зависимость могла повлиять и на несущую способность анкера, следующего за крайним стержнем, если он был расположен на расстоянии от начала наклонной трещины, меньшем, чем расстояние, обеспечивающее такую же податливость упругой среды под анкером, какую имели анкеры, расположенные на достаточном для их работы расстоянии от наклонной трещины.

С этой точки зрения, по-видимому, может быть объяснена полученная в опытах Н. Н. Лессиг непропорциональная зависимость несущей способности анкеров от их количества.

Для уточнения величины коэффициента, принятого в формуле (18), его определяли по этой формуле с учетом фактических характеристик материалов, из которых были изготовлены опытные образцы. Численные значения этого коэффициента для всех четырех серий приведены в табл. 7, из которой видно, что средние значения его близки к 4,5.

Однако для окончательного установления величины коэффициента, помимо проверки несущей способности анкеров на призмах, необходимо также провести аналогичную проверку на изгибаемых элементах. Поэтому впредь до проведения такой проверки величина его может быть оставлена прежней (равной 5), тем более, что разница между этим значением и опытными данными несущественна.

---

* Возможно это расстояние несколько отличное, чем указанное, и для установления его необходимо было провести опыты с более частым расположением анкеров, однако из полученных результатов оно может быть принято равным 12,5 *см*.

Некоторые же значительные отклонения опытного коэффициента, вероятно, объясняются тем, что прочность ячеистого бетона и его модуль упругости в опытных образцах не всегда соответствовали величинам, определенным по контрольным образцам-кубам.

12. НАПРЯЖЕНИЕ В АРМАТУРЕ ПРИ ВЫДЕРГИВАНИИ

По результатам испытаний призм 5—8-й серий была выявлена зависимость максимальных напряжений в арматуре периодического профиля при выдергивании ее из призм от $R_{сц}$ и диаметра стержней арматуры (см. рис. 25). Напряжение в арматуре увеличивается с уменьшением диаметра стержней и повышением прочности ячеистого бетона на сжатие.

Из рис. 25 установлено, что в конструкциях из ячеистого бетона с объемным весом 600—700 *кг/м*^{3} и контрольной прочностью при сжатии 50 *кГ/см*^{2} без специальной анкеровки может быть использована арматура периодического профиля диаметром 8 *мм* из стали класса А-II; такие же стержни из стали класса А-III могут быть использованы без специальной анкеровки только при прочности ячеистого бетона не ниже 100 *кГ/см*^{2}.

Таким образом, при расстоянии между анкерами, выполняемыми из круглых (гладких) стержней диаметром 8—12 *мм*, равном 5 *см*, и расстоянии от крайнего анкерного стержня до начала наклонной трещины 12,5 *см*, несущая способность поперечных анкеров пропорциональна их количеству. Усилия же, воспринимаемые только поперечными анкерами, без учета продольной рабочей арматуры с ячеистым бетоном могут быть определены по формуле

$$N'_{ан} = 5nd_1^2 R_{пр} \sqrt[3]{\frac{E_а}{E_б}}, \qquad (19)$$

т. е. по первой части формулы, принятой в СН 99—60 для учета работы анкеров.

Арматура периодического профиля из стали класса А-II диаметром 8 *мм* может быть использована в конструкциях из ячеистого бетона с объемным весом 700 *кг/м*^{3}, контрольной прочностью 50 *кГ/см*^{2} без специальной анкеровки.

IV. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ АРМИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ АВТОКЛАВНЫХ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ

13. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

1. Проектной маркой ячеистого бетона по прочности на сжатие считается временное сопротивление сжатию куба с размером ребра 200 *мм* при влажности 8%.

2. Контроль проектной марки ячеистого бетона по прочности на сжатие при изготовлении конструкций должен производиться по контрольной (технологической) прочности ячеистого бетона на сжатие.

3. Контрольной характеристикой ячеистого бетона по прочности на сжатие является прочность куба с размером ребра 100 *мм*, выпиленного из специальных контрольных ячеистобетонных образцов, изготовляемых в соответствии с требованиями ГОСТ 8462—62 «Материалы стеновые и облицовочные. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе» и испытанных в высушенном до постоянного веса состоянии.

4. Контрольная прочность ячеистого бетона по сжатию может быть определена по формуле

$$R_к = 0{,}85R_{10}^{сух}, \qquad (20)$$

где $R_к$ — контрольная (технологическая) прочность ячеистого бетона при сжатии;

$R_{10}^{сух}$ — прочность формованного куба с ребром 100 *мм*, испытанного в высушенном до постоянного веса состоянии.

5. Нормативные и расчетные сопротивления ячеистого бетона на сцепление для низких прочностей с арматурой гладкого и периодического профиля принимают-

Таблица 9

Сопротивление ячеистых бетонов на сцепление с арматурой

Марка ячеистого бетона	Контрольная прочность в *кг/см²*	$R_{сц}$ в *кг/см²*	
		нормативные	расчетные
25	35	8	3,6
35	50	10	4,5

ся: для бетона марок 25 и 35 — по табл. 9, а для бетона марок 50 и выше — по СН 99—60.

6. Расчетные сопротивления сжатой арматуры периодического профиля диаметром 10 *мм* и более, подвергнутой упрочнению вытяжкой в холодном состоянии, в ячеистом бетоне марки не ниже 35 могут быть приняты равными 3000 *кг/см*^{2} независимо от вида и класса стали. При этом должны соблюдаться условия 1 и 2 п. 17.

14. РАСЧЕТ НА ИЗГИБ

Расчет сечений, нормальных к оси элементов, из ячеистого бетона должен удовлетворять требованию

$$S_б \leqslant 0{,}7S_0; \tag{21}$$

при этом должно соблюдаться вытекающее из формулы (2) условие

$$x \leqslant 0{,}45h_0, \text{ или } \xi \leqslant 0{,}45, \tag{22}$$

а также $x \geqslant 2a'$.

Наибольший процент одиночной растянутой арматуры из условия (21)

$$\mu_{макс} = 0{,}45\frac{R_и}{R_а}. \tag{23}$$

15. РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ПО ИЗГИБАЮЩЕМУ МОМЕНТУ

Величина расчетного усилия $N_{ан}$, воспринимаемого анкерными поперечными стержнями, приваренными к каждому продольному стержню, в конструкциях типа плит определяется (при расчете наклонных сечений по изгибающему моменту с учетом сцепления ячеистого бетона с арматурой) по формуле

$$N_{ан} = 5n_а d_1^2 R_{пр}\sqrt[3]{\frac{E_а}{E_б}} + l_{сц}a_т U, \tag{24}$$

где d_1 — диаметр анкерных поперечных стержней;
n — количество анкерных поперечных стержней, принимаемое с учетом указания 3 п. 17.

16. РАСЧЕТ АРМИРОВАННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ ПОСЛЕ ПОЯВЛЕНИЯ В НИХ ТРЕЩИН

1. Прогибы прямоугольных и тавровых изгибаемых элементов конструкций из ячеистых бетонов с обычной одиночной или двойной арматурой после появления

в них трещин при кратковременном и длительном загружении определяются по формуле

$$f = \frac{1}{\rho} S_1 l^2, \qquad (25)$$

где $\frac{1}{\rho}$ — кривизна элемента после появления в нем трещин; определяется согласно указанию 2 п. 16;

S_1 — величина, зависящая от схемы опирания и вида приложения нагрузки. Для равномерно распределенной нагрузки при свободном опирании

$$S_1 = \frac{5}{48}; \qquad (26)$$

где l — расчетный пролет конструкции.

2. Кривизна армированных элементов конструкций из ячеистых бетонов прямоугольного и таврового сечения с двойной и одиночной арматурой определяется по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M^{н}}{Z_1 h_0}\left(\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi) b h_0 E_б \nu}\right), \qquad (27)$$

где $M^{н}$ — действующий изгибающий момент от нормативной нагрузки, при которой определяется прогиб;

Z_1 — расстояние от центра тяжести площади сечения растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое согласно указанию 3 п. 16;

ψ_a — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами; принимается согласно указанию 4 п. 16;

$\psi_б$ — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего волокна сжатой грани сечения; принимается равным 0,7 как при кратковременном, так и при длительном действии нагрузки;

ν — отношение упругой части деформации крайнего волокна сжатой грани сечения к полной его деформации, включающей все виды неупругой деформации; значение ν принимается равным: при кратковременном действии нагрузки $\nu = 0{,}5$, при длительном действии нагрузки $\nu = 0{,}26$;

$\xi = \frac{h_0}{x_0}$ — относительная высота сжатой зоны бетона в сечении с трещиной (x_0 — высота сжатой зоны бетона над трещиной); определяется согласно указанию 5 п. 16;

γ' — коэффициент, учитывающий уширение полки сжатой зоны и сжатую арматуру; определяется по формуле

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\, h'_п + nF'_а}{bh_0} \tag{28}$$

3. Значение Z_1 должно отвечать той стадии работы элемента, для которой определяются его перемещения по формуле

$$Z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_п}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)} \right]. \tag{29}$$

4. Коэффициент $\psi_а$ при кратковременном и длительном действии нагрузки определяется по формуле

$$\psi_а = 1 - n\frac{M_{б.т}}{M}, \tag{30}$$

где $M_{б.т}$ определяется по формулам:

для прямоугольных сечений

$$M_{б.т} = 0{,}292bh^2R^н_р, \tag{31}$$

для тавровых сечений

$$M_{б.т} = (0{,}292 + 0{,}075)\gamma_1 bh^2R^н_р, \tag{32}$$

где

$$\gamma_1 = 2\frac{(b'_п - b)\, h'_п}{bh}; \tag{33}$$

n — коэффициент, характеризующий профиль арматуры; принимается равным: при кратковременном действии нагрузки для гладких стержней $n=0{,}4$, а для стержней периодического профиля $n=0{,}5$; при длительном действии нагрузки независимо от профиля стержней арматуры $n=0{,}4$.

5. Относительная высота сжатой зоны над трещиной конструкций из ячеистых бетонов прямоугольного сечения с одиночной арматурой определяется по формуле

$$\xi = \frac{1}{0{,}9 + \frac{0{,}1 + L}{\mu n}}, \tag{34}$$

где

$$L = \frac{M}{bh_0^2 R_{\text{н}}^{\text{н}}};$$

M — изгибающий момент от внешней нагрузки;

$$\mu n = \frac{F_{\text{а}}}{bh_0} \cdot \frac{E_{\text{а}}}{E_{\text{б}}}. \tag{35}$$

17. КОНСТРУИРОВАНИЕ

1. Рабочая арматура сжатой и растянутой зон должна быть расположена по поперечному сечению конструкций не ближе чем на 50 *мм* от бокового края сечения.

2. Число стержней рабочей арматуры сжатой зоны плиты должно быть не менее трех на 1 *пог. м* ширины плиты.

3. Расстояние между поперечными стержнями, анкерующими продольную рабочую арматуру, должно быть не менее 50 *мм*, расстояние крайнего поперечного стержня до начала трещины — не менее 120 *мм*.

4. В чертежах конструкций из ячеистых бетонов должны быть указаны требования, предъявляемые к этим конструкциям по трещиноватости, а также по техническому контролю при отпуске их потребителю с заводов (см. рис. 8).

ЛИТЕРАТУРА

1. Гвоздев А. А., Дмитриев С. А., Немировский Я. М. О расчете перемещений (прогибов) железобетонных конструкций по проекту новых норм (СНиП II-В.1-62). «Бетон и железобетон» № 6, 1962.

2. Горнов В. Н., Иванов В. И. Армопенобетонные настилы. Сб. «Конструкции и материалы в городском строительстве» № 7. Госстройиздат, 1950.

3. Калнайс А. А., Тетерс Г. А., Шкербелис К. К. Исследование прочности и деформативности конструктивного газобетона. Сб. АН Латвийской ССР «Исследование по бетону и железобетону», Рига, 1959.

4. Кудряшев И. Т., Куприянов В. П. Ячеистые бетоны. Госстройиздат, 1959.

5. Левин Н. И. Механические свойства блоков из ячеистых бетонов. Госстройиздат, 1960.

6. Макаричев В. В., Левин Н. И. Расчет конструкций из ячеистых бетонов. Госстройиздат, 1961.

7. Милейковская К. М. Влияние водонасыщения бетона воздушного твердения на прочность и деформации, «Гидротехническое строительство» № 4, 1961.

8. Мулин Н. М. и др. Обоснование расчета деформаций железобетонных конструкций по проекту новых норм. «Бетон и железобетон» № 11, 1962.

9. Мурашев В. И. Теория появления и раскрытия трещин в железобетоне, расчет жесткости, «Строительная промышленность» № 11, 1940.

10. Немировский Я. М., Никитин Н. В. О коэффициенте ψ_a для расчета жесткости железобетонных элементов, «Бетон и железобетон» № 2, 1958.

11. Полубаринова-Кочина П. Я. Теория движения грунтовых вод. Гостехиздат, 1952.

12. Ребиндер А. П. Физико-химические деформации твердых тел. Юбилейный сборник Академии наук, М., 1953.

13. Саталкин А. В. Ползучесть бетона. Сб. «Прочность, ползучесть и упругость бетонов». Госстройиздат. 1941.

14. Технические условия на расчет и проектирование армированных конструкций из автоклавных ячеистых бетонов СН 99—60. Госстройиздат, 1961.

15. Geja Fzabo, Bemerkungen zu den DIN— Vorschriften für bewehrte Leichtbetonplatten, Beton- u Stahlbetonbau 1960, H. 8, 189—190.

16. R. E. Davis and H. E. Davis, Flow of Concrete under the Ackion of Sustained Loads Past II, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 2, 1931.

17. Глава 1. СНиП II-В.1-62. «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования». Госстройиздат. 1962.

18. Глава 3. СНиП I-В.3-62. «Бетоны на неорганических вяжущих». Госстройиздат, 1962.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 3

I. Физико-механические характеристики материалов в опытных конструкциях

1. Прочность ячеистого бетона в опытных конструкциях . . 5
2. Влажность ячеистого бетона в опытных конструкциях и ее влияние на прочность 12
3. Модуль упругости ячеистого бетона в опытных конструкциях 15

II. Исследование прочности и жесткости однородных изгибаемых элементов с обычным армированием

4. Методика испытаний 17
5. Описание опытных конструкций, цель и результаты их испытаний 19
6. Граница переармированных сечений и работа сжатой арматуры 48
7. Анализ деформаций 55

III. Исследование прочности сцепления ячеистого бетона с арматурой и анкеровки арматуры

8. Состояние вопроса 72
9. Описание опытных образцов и методика их испытаний . . 76
10. Прочность сцепления ячеистого бетона с арматурой . . 80
11. Анкеровка арматуры в ячеистом бетоне 88
12. Напряжение в арматуре при выдергивании 92

IV. Рекомендации по расчету и конструированию армированных конструкций из автоклавных ячеистых бетонов

13. Нормативные и расчетные сопротивления 93
14. Расчет на изгиб 94
15. Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту . . —
16. Расчет армированных изгибаемых конструкций из ячеистых бетонов по деформациям после появления в них трещин . —
17. Конструирование 97

Литература 98

НИИЖБ АСиА СССР

ИССЛЕДОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ

Госстройиздат
Москва, Третьяковский проезд, д. 1

* * *

Редактор издательства *М. С. Зубкова*
Технический редактор *А. А. Михеева*

Сдано в набор 20/V 1963 г. Подписано к печати 3/IX-1963 г. Т-10256. Бумага 84 × × 108¹/₃₂ д. л.=1,562 б. л. 5,12 п. л. Уч.-изд. 5,3 л Изд. № VIII-7040. Зак. 577. Тираж 3500 экз. Цена 37 к.

Типография № 3 Госстройиздата
Москва, Куйбышевский пр., д. 6/2

ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
23	4 и 5-я колонки	57 | 590 57 | 590	57 | 590
56	8-я сверху	упругости-пластичности	упруго-пластичности
64	15-я снизу	*8*—ГКП-IV	*8* — ГКП-IV-Б
69	9-я снизу	$0,5+Z$	$0,5+L$
72	3-я колонка	в *кг/см²*	в *кг/м²*
81, 82	7-я колонка	$N_a = N_a + N_{сц}$	$N_a = N'_a + N_{сц}$
84	5-я колонка, 10-я сверху	22	12
96	Формула (32)	$(0,292+0,075)\,\gamma_1$	$(0,292+0,075\,\gamma_1)$
97	Формула (34)	$0,1+L$	$0,5+L$

Зак. 577

gost.e-ecolog.ru