НИИЖБ

Предварительно-напряженные конструкции зданий и инженерных сооружений

МОСКВА

СТРОЙИЗДАТ 1977

gost.e-ecolog.ru

ГОССТРОЙ СССР
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ИНСТИТУТ
БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
(НИИЖБ)

ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Под редакцией д-ра техн. наук
проф. *Г. И. Бердичевского*

МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1977

УДК 624.012.46

Рекомендовано к изданию решением секции теории железобетона Ученого совета НИИЖБ Госстроя СССР

Авторы: Г. И. Бердичевский, В. А. Клевцов, В. Г. Крамарь, Н. А. Маркаров, Ф. А. Иссерс, И. Б. Юозайтис, И. И. Весник, А. Д. Либерман, Л. В. Руф, М. А. Янкелевич, Ю. А. Шевченко, В. Г. Кваша, Н. С. Тимощук, Ю. Н. Сысоев, А. Г. Замиховский, А. А. Светов, А. Е. Кузьмичев, А. Н. Воробьев, И. Я. Подольский, Е. А. Петров, О. М. Гетманенко, А. Д. Назаров, В. А. Якушин

Предварительно-напряженные конструкции зданий и инженерных сооружений. Под ред. *Г. И. Бердичевского.* М., Стройиздат, 1977, 207 с. (Госстрой СССР, Науч.-исслед. ин-т бетона и железобетона — НИИЖБ). Авт.: Г. И. Бердичевский, В. А. Клевцов, В. Г. Крамарь и др.

Рассмотрены совместная работа предварительно-напряженных плит и стропильных конструкций покрытий одноэтажных промышленных зданий, податливость узлов сопряжений сборных конструкций каркасов таких зданий. Приведены данные исследования прочности предварительно-напряженных стропильных ферм и их напряженного состояния в доэксплуатационной стадии, а также прочности и трещиностойкости предварительно-напряженных колонн одно- и многоэтажных промышленных зданий. Изложены результаты исследований предварительно-напряженных многопустотных панелей перекрытий, сборных конструкций силосов для зерна и предварительно-напряженных свай.

Книга предназначена для инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

Табл. 26, рис. 76, список лит.: 68 назв.

П $\frac{30205-201}{047(01)-77}$ 53—77

© Стройиздат, 1977

Предисловие

В соответствии с «Основными направлениями развития народного хозяйства СССР на 1976—1980 годы», утвержденными XXV съездом КПСС, применение эффективных железобетонных конструкций значительно возрастет.

Повышение эффективности предварительно-напряженных конструкций массового назначения связано с проведением большого объема исследований, прежде всего экспериментально-теоретических, выполняемых с определенной направленностью и планомерностью.

В книге отражены результаты исследований последних лет, выполнявшихся в лаборатории предварительно-напряженных конструкций НИИЖБ, в связи с разработкой и совершенствованием несущих предварительно-напряженных конструкций зданий и сооружений, уточнением методов их расчета, использованием имеющихся резервов на основе более полного учета особенностей их работы.

В разделе I приведены результаты исследования основных конструктивных элементов предварительно-напряженных производственных зданий — плит покрытий, стропильных балок и ферм, колонн одно- и многоэтажных зданий. Особое внимание уделено углубленному изучению особенностей совместной работы ограждающих элементов и колонн со стропильными конструкциями, а также оценке напряженного состояния конструкций на различных стадиях их работы, в том числе с учетом изменчивости физико-механических и геометрических факторов.

Исследования предварительно-напряженных конструкций жилых и общественных зданий, представленные **в разделе II,** проводились для уточнения практических методов расчета и снижения металлоемкости наиболее массовых конструкций, изготовляемых из предварительно-напряженного железобетона, — многопустотных настилов перекрытий в стадии эксплуатации и монтажа, а также в связи с разработкой новых решений ригелей, армированных стержневой и листовой сталью, отличаю-

щихся пониженной высотой сечения, что особенно существенно для элементов перекрытий общественных зданий.

Вопросы разработки и исследования элементов некоторых инженерных сооружений освещены в **разделе III.** Основное внимание уделено керамзитобетонным элементам стен сборных квадратных силосов для зерна и предварительно-напряженным сваям без поперечного армирования. Результаты этих работ оказали существенное влияние на создание прогрессивных конструктивных решений силосов и свай, а также на расширение их практического применения.

Ознакомление широких кругов инженеров-проектировщиков и научных работников с описываемыми в книге исследованиями будет способствовать дальнейшему совершенствованию предварительно-напряженных конструкций массового назначения.

Все замечания по содержанию настоящей книги и пожелания просим направлять по адресу: Москва, Ж-389, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИ бетона и железобетона.

Дирекция НИИЖБ

Раздел I
ИССЛЕДОВАНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Глава 1
ИССЛЕДОВАНИЯ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

§ 1. Учет работы плит покрытия при расчете прочности стропильных балок

Проводившиеся в течение последних лет исследования [3, 5, 13] показали, что плиты покрытий одноэтажных промышленных зданий при воздействии вертикальных нагрузок работают совместно со стропильными балками, оказывая на них разгружающее влияние. Покрытие, состоящее из стропильных конструкций и плит с замоноличенными швами, представляет собой сложную пространственную систему. Учет плит при расчете стропильных балок производится обычно исходя из рассмотрения плоскостной системы. Плиты, которые сами по себе во всех случаях должны рассматриваться как пространственные конструкции, для оценки работы балок заменяются плоскостными конструкциями с характеристиками, подсчитанными по поперечному сечению, состоящему из торцового ребра и примыкающего участка полки. Образованную таким образом плоскостную систему рассчитывают по методам строительной механики. Например, Сибирским автодорожным институтом предложено рассматривать эту систему как стержень составного сечения, используя для его расчета метод начальных параметров [13]. По предложению Хабаровского института инженеров железнодорожного транспорта [4], плиты заменяются П-образными рамами, а стропильная балка аппроксимируется стержневой системой, состоящей из стержня, жесткость которого эк-

вивалентна жесткости соответствующих сечений балки и бесконечно жестких консолей, расположенных в местах крепления плит (рис. 1.1).

Крепление плит к консолям в местах приварки принимается шарнирно-неподвижным, а при отсутствии приварки — шарнирно-подвижным (рис. 1.1, *а*; 1.1, *б*). При схеме приварки плит, принятой в типовых проектах по

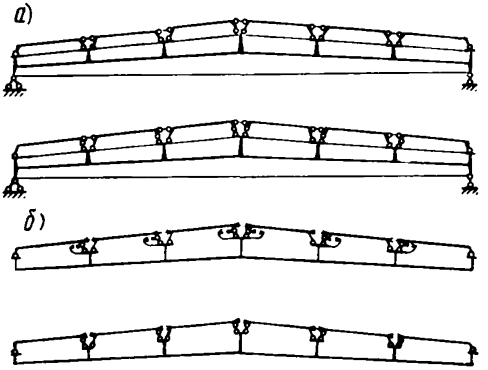


Рис. 1.1. Расчетная схема и основная система

трем и двум углам на каждой стропильной балке, П-образные рамы оказываются присоединенными к консолям в одном ряду шарнирно-неподвижно по двум опорам, а в другом ряду — одной шарнирно-неподвижной и второй шарнирно-подвижной опорой (рис. 1.1, *б*). Заполнения бетоном швов между плитами имитируется стержнями, шарнирно-прикрепленными к двум соседним П-образным рамам.

Таким образом, расчет пространственной системы сводится к расчету плоской шарнирно-стержневой статически неопределимой системы, которую рассчитывают по обычным методам строительной механики.

Исследования [3] показали, что эта методика расчета в достаточной мере отвечает условиям работы конструкций в эксплуатационной стадии (до появления трещин). В предельной по прочности стадии необходимо учитывать неупругие свойства железобетона.

Неупругие свойства железобетона могут быть учтены корректировкой значений жесткостей элементов, вводимых в статический расчет методом последовательных приближений. Однако этот способ имеет ряд недостатков: трудоемкость расчета; сложность правильной оценки жесткостей элементов в стадии, предшествующей разрушению, и т. д. В то же время испытания фрагментов покрытий, проведенные лабораторией предварительно-напряженных конструкций НИИЖБ совместно с ХабИИЖТ, Главдальстроем, трестом Оргтехстрой Министерства строительства ЛитССР и ПИ-1, показали, что разрушение системы, состоящей из плит и стропильных балок, происходит не хрупко, а с явным проявлением пластических свойств материала. Как и во всякой статически неопределимой системе, обладающей неупругими свойствами, появлялись пластические шарниры, уменьшавшие степень статической неопределимости системы и превращавшие ее в геометрически изменяемую. Особенностью рассматриваемой системы является то, что неупругие свойства могут проявляться не только в элементах внецентренно-сжатых или растянутых с большим эксцентрицитетом (балка, ригели и стойки заменяющих плиты П-образных рам), но и в элементах, работающих на сдвиг (узлы соединения П-образных рам с балкой) и на сжатие (швы между плитами). В результате этого устраняются связи, препятствующие не углу поворота, как обычно принимают при расчете статически неопределимых стержневых конструкций, а линейным перемещениям.

Зарегистрированный при испытаниях характер разрушения дает возможность использовать для расчета прочности метод предельного равновесия. Исключение составляет хрупкое разрушение сварных швов, соединяющих закладные детали плит и балок. Поэтому при учете совместной работы плит и стропильных конструкций должны быть приняты меры для снижения вероятности такого разрушения.

Рассмотрим возможную последовательность исключения связей из работы в рассматриваемой системе, предполагая, что неупругие свойства проявляются в соответствии с условной диаграммой работы идеального упругопластического материала.

а) Предельных значений достигают усилия в швах между плитами. Система превращается в статически

определимую, и ее разрушение наступает после появления пластического шарнира в балке. Усилия, действующие в швах между плитами, малы, поэтому появление в них пластических деформаций можно интерпретировать лишь как результат некачественного заполнения швов между плитами, что приведет к неполному вовлечению их в работу. При достаточных данных о возможном качестве выполнения швов этот случай должен рас-

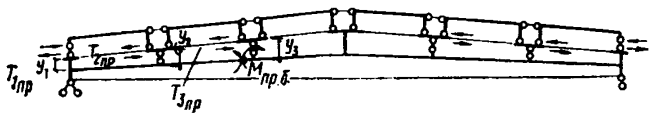


Рис. 1.2. Появление пластических шарниров в системе «плита—балка»

сматриваться при проектировании. Однако в настоящее время такие данные отсутствуют.

б) Предельных значений достигают усилия в месте соединения плит с балкой $T_{1пр}$, $T_{2пр}$, $T_{3пр}$ (рис. 1.2). Наиболее вероятно достижение предельных значений в месте соединения с балкой крайней плиты $T_{1пр}$, так как исследования [6] показали, что крайние плиты работают в наиболее тяжелых условиях. Предельные значения усилий могут быть достигнуты при начале разрушения плиты в результате пространственной ее работы. Предполагается, что нагрузка, отвечающая появлению пластического шарнира, ниже нагрузки, вызывающей разрушения плиты по нормальному сечению продольных ребер. Другой причиной достижения усилиями предельных значений может явиться текучесть анкерных стержней закладных деталей плит или балки. После исключения из работы крайней плиты интенсивнее будут возрастать нагрузки на остальные плиты и на том участке балки, на котором уложена крайняя плита. Если пластический шарнир появится на этом участке балки, система превратится в геометрически изменяемую; если же нет, усилия достигнут предельных значений в месте крепления следующей плиты и т. д.

в) Первый пластический шарнир образуется в балке. В зависимости от схемы внешней нагрузки возможно образование одного или двух (при симметричном загружении) пластических шарниров.

При появлении пластического шарнира в балке момент в пластическом шарнире достигает определенного значения $M_{пр}$, и дальнейший его рост становится невозможен. При отсутствии пластических шарниров в плитах и узлах их сопряжений с балкой появление пластического шарнира в балке не означает наступления предельного по прочности состояния. Изгибающий момент, воспринимаемый балкой, возрастать не может. Для сечения, в котором образовался пластический шарнир:

$$M_x = M_{б_{пр}} + \Sigma T_i y_i, \qquad (1.1)$$

где M_x — изгибающий момент от внешней нагрузки относительно сечения балки, в котором образовался пластический шарнир; $M_{б_{пр}}$ — предельное значение изгибающего момента в пластическом шарнире; T_i — сдвигающие силы в месте соединения плит и балки (по одну сторону от сечения, в котором образовался пластический шарнир); y_i — плечо сил T_i относительно центра тяжести сечения балки, в котором образовался пластический шарнир.

Поэтому дальнейший рост внешней нагрузки будет возможен только вследствие интенсивного возрастания сдвигающих сил между плитами и балкой, а образование новых пластических шарниров в балке невозможно. Следует отметить еще одну особенность рассматриваемой системы. Обычно в статически неопределимых системах предельный изгибающий момент в пластическом шарнире остается неизменным вплоть до разрушения. В данном же случае, если пластический шарнир в балке появился до достижения предельных значений сдвигающих усилий между плитами и балками, изгибающий момент по мере возрастания нагрузки может уменьшаться. Если бы конструкция плит и узлов их сопряжений давала возможность большего прироста нормальных сил, это привело бы к значительному уменьшению эксцентриситета нормальной растягивающей силы в балке, к полной ликвидации изгибающего момента в балке и к ее работе на центральное растяжение. Однако в рассматриваемой конструкции возрастание нормальной силы ограничено несущей способностью плит и узлов их сопряжений с балкой. Поэтому несущая способность системы будет исчерпана при достижении усилиями в местах сопряжения плит с балкой предельных значений.

Таким образом, вне зависимости от того, в каком из элементов появится первый пластический шарнир, предельную по прочности стадию можно иллюстрировать схемой, приведенной на рис. 1.2.

В рассматриваемой системе стропильная балка работает на внецентренном растяжении. Поэтому уравнение равновесия в предельной по прочности стадии удобно записать в виде

$$M_{\text{пр}} = (Ne)_{\text{пр}} + \Sigma T_{t_{\text{пр}}} h_0, \qquad (1.2)$$

где $M_{\text{пр}}$ — изгибающий момент от внешней нагрузки в сечении балки, в котором образовался пластический шарнир относительно центра тяжести растянутой арматуры; $T_{t_{\text{пр}}}$ — определяют исходя из несущей способности опорных закладных деталей плит покрытия или закладных деталей, расположенных по верхнему поясу балки. При этом $T_{t_{\text{пр}}}$ не должно превышать предельной сдвигающей силы, которая может быть воспринята плитами из условия работы на кручение продольных ребер; $(Ne)_{\text{пр}}$ — определяют по формулам расчета внецентренно-растянутых железобетонных сечений в такой последовательности. Принимая $N = \Sigma T_{t_{\text{пр}}}$, из условия равновесия действующих сил на ось балки определяется высота сжатой зоны бетона, а затем $(Ne)_{\text{пр}}$.

По этой методике были обработаны результаты испытаний двух фрагментов, состоящих из балок и приопорных участков плит. Испытания проводились НИИЖБ, ХабИИЖТ, Главдальстроем и ПИ-1. В табл. 1.1 приведено сопоставление опытных и теоретических разрушающих моментов.

Таблица 1.1

Опытные и теоретические разрушающие моменты балок

Номер балки	Разрушающий момент, кНм		$\frac{M_{\text{оп}} - M_{\text{теор}}}{M_{\text{теор}}} 100\%$
	опытный $M_{\text{оп}}$	теоретический $M_{\text{теор}}$	
1	2887	2688	7,4
2	2450	2263	8,3

Таким образом, изложенная методика дает вполне удовлетворительное совпадение с результатами испытаний. Она может быть использована также при учете сов-

местной работы железобетонных плит с металлическими балками, а также для расчета некоторых конструкций типа коротких оболочек.

Простота выражения (1.2), оценивающего прочность рассматриваемых систем, позволяет проанализировать их надежность по прочности. Это представляет интерес, так как существуют определенные сомнения в надежности системы при учете совместной работы плит и стропильных балок из-за возможного разброса в качестве выполнения узловых сопряжений, замоноличивания швов между плитами и т. п.

Надежность оцениваем с помощью коэффициента надежности [10], выражая его в общем виде:

$$t = \frac{\overline{S} - S_{\text{р}}}{\sigma_s}, \qquad (1.3)$$

где t — коэффициент надежности, который обычно при расчете на прочность $t \geqslant 3$; $\overline{S}$ — математическое ожидание предельных значений нагрузки, изгибающего момента, нормальной или сдвигающей силы; $S_{\text{р}}$ — соответственно расчетная нагрузка, момент, нормальная или сдвигающая сила от расчетной нагрузки; σ_s — среднее квадратическое отклонение предельного значения нагрузки, изгибающего момента, нормальной или сдвигающей силы.

Формулу (1.3) удобней выразить через коэффициент вариации V_s:

$$t = \frac{1 - S_{\text{р}}/\overline{S}}{V_s}. \qquad (1.3')$$

Зная проектные характеристики сечений балки и плит, а также узлов сопряжений, используя выражение (1.2), можно определить математическое ожидание предельного изгибающего момента. Тогда для оценки надежности рассматриваемой системы необходимо найти значение коэффициента вариации предельного изгибающего момента. Эта задача относится к первым задачам статистической динамики — отысканию вероятностных свойств выходных параметров при известных вероятностных свойствах входных параметров и параметров системы [1]. Решение этой задачи упрощается в результате того, что входящие в правую часть выражения (1.2) члены могут рассматриваться как независимые, так как

анализ показал, что схема предельного состояния не зависит от порядка появления пластических шарниров. Тогда

$$D(M_{\text{пр}}) = D(Ne)_{\text{пр}} + \Sigma D(T_{i_{\text{пр}}} h_0), \tag{1.4}$$

где $D(M_{\text{пр}})$, $D(Ne)_{\text{пр}}$, $D(T_{i_{\text{пр}}} h_0)$ — соответствующие значения дисперсий.

Так как результат решения рассматриваемой задачи зависит от доли в общей несущей способности балки и плит, характеризуемых соответственно $(Ne)_{\text{пр}}$ и $\Sigma T_{i_{\text{пр}}} h_0$ удобно выразить $(Ne)_{\text{пр}} = kM_{\text{пр}}$ и $\Sigma T_{i_{\text{пр}}} h_0 = (1-k) M_{\text{пр}} = \Sigma k_i M_{\text{пр}}$. Тогда, преобразуя выражение (1.4), получим

$$V_{M_{\text{пр}}} = \sqrt{kV^2_{(Ne)_{\text{пр}}} + \Sigma k_i V^2_{T_{i_{\text{пр}} h_0}}}. \tag{1.4'}$$

где $V_{M_{\text{пр}}}$, $V_{(Ne)_{\text{пр}}}$, $V_{T_{i_{\text{пр}} h_0}}$ — соответствующие значения коэффициентов вариации.

Сопоставим надежность рассматриваемой системы с надежностью балки. Принимая, что отношение среднего значения предельной нагрузки к расчетной и для одной балки и для балки с включаемыми в работу плитами будет одинаково, из выражения (1.3′) получим отношение коэффициентов надежности балки $t_б$ к коэффициенту надежности системы $t_с$:

$$t_б / t_с = V_{M_{\text{пр}}} / V_{(Ne)_{\text{пр}}}. \tag{1.5}$$

Плохое качество выполнения узловых сопряжений может характеризоваться более высоким значением коэффициента вариации $V_{T_{i_{\text{пр}} h_0}}$ по сравнению с $V_{(Ne)_{\text{пр}}}$. На рис. 1.3 приведены графики, характеризующие надежность системы «балка — плита» по сравнению с надежностью балки. Оказывается, что при хорошем качестве выполнения узловых сопряжений (отношение $V_{T_{i_{\text{пр}} h_0}}$ к $V_{(Ne)_{\text{пр}}}$ близко к единице) надежность рассматриваемой системы так же, как и всякой статически неопределимой системы, значительно выше надежности балки. Обычно доля плит составляет не более 30% общей несущей способности системы. Для этого случая отношению $t_б/t_с$ становится больше единицы только тогда, когда $V_{T_{i_{\text{пр}} h_0}} / V_{(Ne)_{\text{пр}}} > 4$. Так как для

нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов коэффициент вариации составляет 0,07—0,1, коэффициент вариации для несущей способности плит и узлов сопряжений может составлять 0,3—0,4 без снижения надежности систем по сравнению с надежностью простых балок. Это открывает возможность установления достаточно больших допускаемых отклонений по

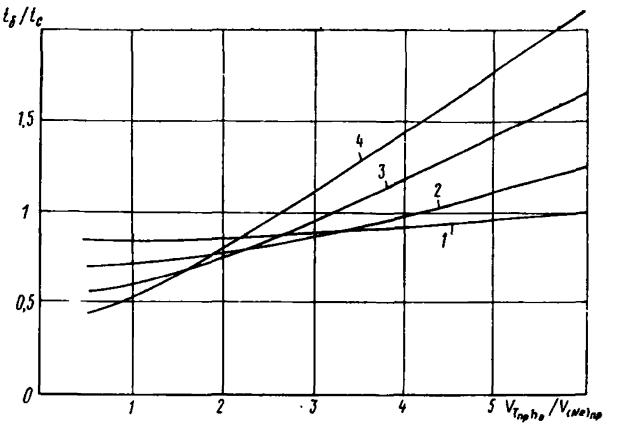


Рис. 1.3. Сопоставление коэффициентов надежности балки $t_б$ и балки, работающей совместно с плитами t_c при значениях k
1 — 0,85; *2* — 0,7; *3* — 0,55; *4* — 0,4

качеству выполнения узловых сопряжений при условии, что средние значения будут отвечать проектным требованиям.

§ 2. Исследование плит покрытия с учетом их совместной работы со стропильными конструкциями

Ранее проведенные исследования показали, что при воздействии вертикальных нагрузок плиты покрытия включаются в работу стропильных конструкций, оказывая на них разгружающее влияние [3]. При этом плиты, помимо вертикальных нагрузок, испытывают дополнительные горизонтальные усилия, приложенные к опорным закладным деталям и в швах между плитами. Воздействие этих усилий, обычно не полностью учитываемых

при проектировании плит, приводит к тому, что плиты работают как сложные пространственные конструкции. Расчетная оценка напряженно-деформированного состояния плит проводилась с использованием методики пространственного расчета плитно-балочных мостов [11] с введением некоторых упрощающих расчет допущений [7]. Экспериментальные исследования плит с учетом их совместной работы со стропильными конструкциями проводились лабораторией предварительно-напряженных конструкций НИИЖБ совместно с трестом Оргтехстрой Министерства строительства ЛитССР при испытании трех фрагментов (Ф-1-70, Ф-1-73 и Ф-2-73). Испытания проходили на полигоне треста Оргтехстрой в Вильнюсе. Методика проведения испытаний фрагмента Ф-1-70 и некоторые результаты испытаний изложены в работе [6]. Так как эти испытания показали, что в наиболее тяжелых условиях находятся крайние плиты, фрагменты Ф-1-73 и Ф-2-73 включали в себя только по две плиты (рис. 1.4).

Дополнительные горизонтальные усилия в плитах возникают в результате сближения опор при укорочении верхнего пояса стропильных конструкций и в результате разности опускания опор при прогибе стропильных конструкций. Так как усилия в плитах, возникающие от укорочения верхнего пояса, аналогичны усилиям от прогиба стропильных конструкций, фрагменты испытывали только на совместное действие вертикальной нагрузки и опускание промежуточных опор.

Каждый фрагмент состоял из двух плит покрытия марки ПНАтV-3 (3×6) и металлических балок, из двух швеллеров № 18 и двух листов толщиной 10 мм, имитировавших верхний пояс стропильной конструкции. Промежуточные опоры позволяли создавать вертикальные перемещения, чем воспроизводились прогибы стропильной конструкции. Плиты изготовляли по чертежам серии 755-66/68, вып. 1. Но так как ранее проведенные исследования выявили чрезмерное раскрытие трещин в верхней зоне торцовых ребер, армирование этих зон было усилено: вместо стали 1 ∅ 5 класса В-I была установлена арматура I ∅ 14 класса А-III.

Свобода горизонтальных перемещений металлических балок обеспечивалась катковыми опорами по концам балок и установкой на промежуточных опорах двух слоев фторопласта. Фрагменты испытывали (Ф-1-73

и Ф-2-73) поочередным опусканием промежуточных опор и загружением вертикальной равномерно распределенной нагрузкой.

Во время испытаний измеряли деформации бетона (тензометрами), депланацию ребер (индикаторами, ба-

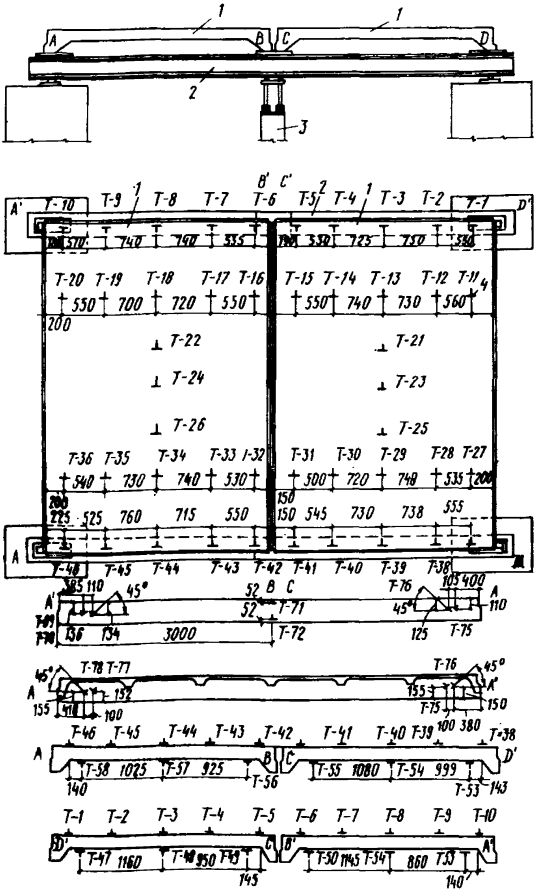


Рис. 1.4. Схема фрагментов и расстановка тензометров

1 — плита; *2* — металлическая балка; *3* — опускаемая опора; *4* — тензометры

за измерения которых увеличена с помощью прогибомерной проволоки), вертикальные перемещения (прогибомерами и индикаторами), деформации шва между плитами (индикаторами), депланацию рядом стоящих продольных ребер плит в уровне их низа, величины горизонтальных реакций на уровне закладных деталей плит (с помощью металлических пластин с наклеенны-

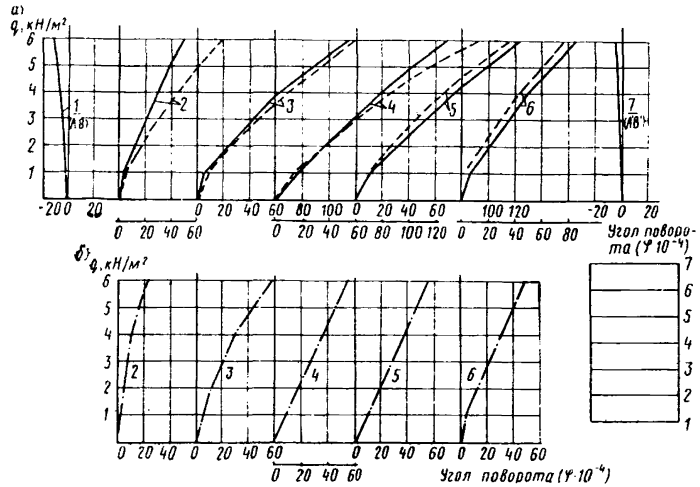


Рис. 1.5. Углы поворотов приопорных сечений поперечных ребер *а* — в месте примыкания к крайнему ребру; *б* — то же, к промежуточному ребру; *1—7* — номера поперечных ребер

ми на них тензорезисторами), углы поворота продольных ребер (клинометрами).

Для удобства анализа результатов испытаний выделены деформации от действия вертикальной нагрузки и деформации, возникающие в результате опускания промежуточных опор.

Зарегистрированный при испытании характер напряженно-деформативного состояния явно свидетельствует о пространственном характере работы плит. На рис. 1.5 приведены графики, характеризующие углы поворота приопорных сечений поперечных ребер при воздействии вертикальной нагрузки. Из графиков вид-

но, что угловые деформации существенно увеличиваются в ребрах, расположенных в пролете плиты, что свидетельствует об уменьшении степени защемления этих поперечных ребер в продольных. Интересно отметить, что угловые деформации поперечных ребер у замоноличенных продольных ребер (рис. 1,5, *б*) оказались значительно меньшими, чем у свободных (крайних). Объ-

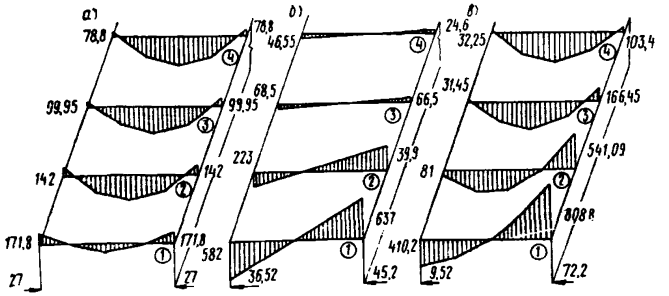


Рис. 1.6. Эпюры моментов в поперечных ребрах

а — от равномерно распределенной нагрузки $q=4{,}85$ кН/м²; *б* — от опускания промежуточной опоры на 14,26 мм; *в* — суммарная эпюра

ясняется это удерживающим влиянием шва замоноличивания на поворот продольных ребер (следовательно, и на деформативность поперечных ребер), несмотря на то, что вертикальная нагрузка вызывает деформации растяжения по верху шва, а в некоторых случаях даже его раскрытие [6]. Удерживающее влияние проявляется в связи с тем, что замоноличивание выполняется несколько больше, чем на половину высоты продольного ребра, в то время как поворот ребра происходит вокруг оси, расположенной выше половины высоты сечения (примерно вокруг оси, лежащей на уровне центров тяжести поперечных ребер). Опытное распределение углов поворота поперечных ребер по длине плиты отвечает теоретическому распределению опорных изгибающих моментов в поперечных ребрах (рис. 1.6, *а*), полученному из пространственного расчета плиты.

Характер распределения деформаций в поперечных ребрах плит, полученных при опускании промежуточных опор, показывает, что наибольших значений они

достигли в торцовых ребрах. Значительно меньшие деформации зафиксированы в ребрах, расположенных рядом с торцовыми, и совсем незначительные — в остальных, что отвечает распределению усилий, полученному расчетом (см. рис. 1.6, *а*). На рис. 1.7 приведено опытное распределение деформаций в торцовых ребрах плит фрагмента Ф-2-73, а также эпюры деформаций, полу-

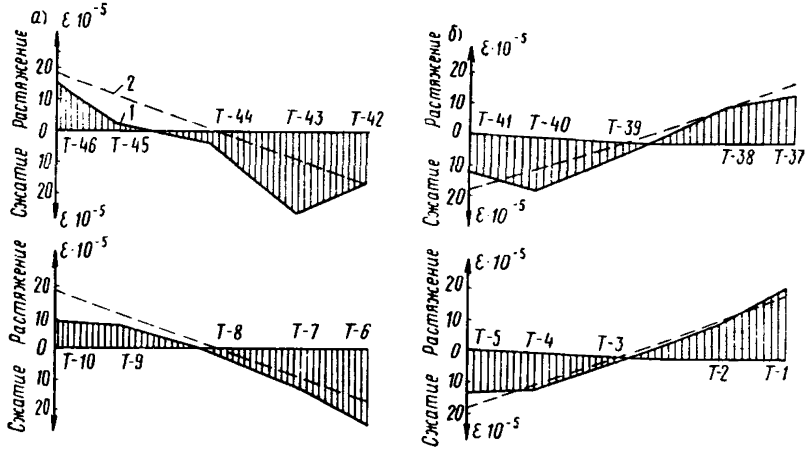


Рис. 1.7. Эпюры деформаций в торцовых ребрах при опускании промежуточной опоры на 14,26 мм

а — торцовое ребро; *б* — полка и поперечные ребра; *1* — опытные данные; *2* — теоретические

ченные расчетом. Из их сопоставления видно, что, несмотря на некоторое различие абсолютных значений, опытные эпюры деформаций достаточно близко совпадают с расчетными.

Таким образом, характер напряженно-деформативного состояния плит свидетельствует о пространственной их работе, существенном влиянии на напряженно-деформативное состояние усилий, возникающих в результате совместной работы со стропильными конструкциями, а также о том, что принятая методика расчета достаточно близко отвечает фактическим условиям работы плит. Эти же выводы подтверждаются анализом характера трещинообразования. Первые нормальные трещины в поперечных ребрах плит фрагментов Ф-1-73 и Ф-2-73 появились при вертикальной нагрузке,

составляющей около 20% ее нормативного значения. Увеличение нагрузки приводило к появлению новых трещин, однако максимальная ширина их раскрытия была незначительной.

При вертикальной нормативной нагрузке трещин в продольных ребрах плит фрагмента Ф-1-73 не было обнаружено. Первая такая трещина была обнаружена при вертикальной нагрузке, составляющей 120% нормативной нагрузки, и опущенных на 12,5 мм промежуточных опорах.

Первая наклонная трещина шириной около 0,01 мм на внутренней стороне продольного ребра, свидетельствующая о влиянии кручения, была зафиксирована при вертикальной нормативной нагрузке и при опускании промежуточных опор на 1 мм. На этом же этапе испытания была обнаружена диагональная трещина, идущая в полку, шириной раскрытия 0,02 мм.

Вертикальные трещины в продольных ребрах плит фрагмента Ф-2-73 обнаружены при нормативной нагрузке и при опускании промежуточных опор примерно на 11,7 мм. Первая наклонная трещина с внутренней стороны продольного ребра появилась при вертикальной нагрузке, составляющей 50% нормативной, и при опущенных опорах примерно на 9,3 мм. При увеличении нагрузок до 125% нормативной и опускании опор на 14,25 мм в этой части плиты появилось уже несколько наклонных трещин. На этом этапе испытания ширина раскрытия трещин в торцовых ребрах не превышала 0,06 мм.

Так же как и при испытании фрагмента Ф-1-73, дальнейшее увеличение нагрузок привело к существенному раскрытию наклонных трещин, а также трещин, уходящих в полку плит вблизи крайних опор. Так, на 24-м этапе загружения (около 80% разрушающей нагрузки) ширина раскрытия трещины, расположенной в полке, составляла 0,4 мм. На 26-м этапе испытания наклонные трещины во всех углах достигли ширины, примерно равной 1,5 мм. На следующем этапе появилась трещина обратного направления на внешней стороне продольного ребра. На 29-м этапе очень сильно раскрылась (примерно до 1,6 мм) трещина в плите, идущая от опор в полку сначала под углом, а затем примерно нормально по отношению к торцовому ребру.

При этой же нагрузке ширина раскрытия наклонной трещины в продольном ребре уже превышала 2 мм.

Следует отметить, что характер и последовательность развития трещин в торцовых ребрах и на приопорных участках плит повторяет картину трещинообразования, полученную при испытании фрагмента Ф-1-70 при воздействии тех же силовых факторов [6]; в плитах фрагмента Ф-1-70 трещины в торцовых ребрах располагались в основном в верхней зоне, в местах примыкания их к крайним продольным ребрам и в нижней зоне на противоположном конце. Следует также отметить, что усиление армирования торцовых ребер существенно повлияло на ширину раскрытия трещин в них. Число трещин и ширина их раскрытия для опорных узлов, находящихся у замоноличенного продольного ребра, были значительно меньшими.

По теоретическим значениям усилий, полученным из пространственного расчета плиты — крутящему моменту и поперечной силе, были определены главные растягивающие напряжения, соответствующие нагрузкам появления первой наклонной трещины в плите фрагмента Ф-2-73. Это значение достигает 3,98 МПа, что близко к полуторной прочности бетона на растяжение.

При испытании фрагмента Ф-1-73 разрушение наступило от текучести арматуры продольных ребер. Максимальное значение опытного изгибающего момента для каждого из продольных ребер на этом этапе испытания составляло 78,3 кНм. Теоретические значения изгибающих моментов, воспринимаемых продольными ребрами, равнялись: для ребра $A—A'$ — 69,5, $B—B'$ — 70,1, $C—C'$ и $D—D'$ — 66 кНм. Опытное значение разрушающего момента превышало теоретические значения соответственно на 12,7; 11,7 и 18,7%.

Разрушение фрагмента Ф-2-73 произошло по наклонному сечению продольного ребра (рис. 1.8) от совместного действия поперечной силы и крутящего момента. Опытный изгибающий момент, действующий в продольном ребре, составил 62,2 кНм, в ребрах $B—B'$ — 62,9, $C—C'$ — 63,6, $D—D'$ — 64,2 кНм. В этом случае отмечено некоторое превышение опытных значений изгибающих моментов над теоретическими данными. Превышение соответственно было равно 6,25; 4,02 и 2,96%, т. е. меньше, чем у плит фрагмента Ф-1-73. Предел текучести растянутой арматуры продольных ребер плит фраг-

мента Ф-2-73 во время испытания не был достигнут. Для фрагмента Ф-2-73 был выполнен пространственный статический расчет на воздействие разрушающих нагрузок.

Расчет продольного ребра как прямоугольного сечения (без учета полки по наклонному сечению) на сов-

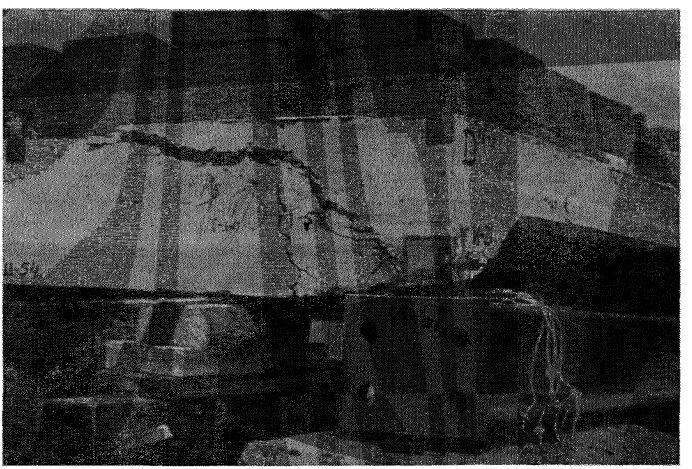


Рис. 1.8. Общий вид фрагмента Ф-2-73 после разрушения

местное действие поперечной силы и крутящего момента, полученного из пространственного расчета, показал, что при данном соотношении поперечной силы (Q= =42 кН) и крутящего момента ($M_{кр}$=12,35 кНм) сечение может воспринять меньшие по значению крутящие моменты.

Максимальное теоретическое значение крутящего момента, которое может быть воспринято сечением, составляет 3,4 кНм. При расчете продольного ребра только на поперечную силу (без учета крутящего момента) несущая способность его является вполне достаточной: теоретическое значение воспринимаемой сечением поперечной силы равно 118,7 кН, при опытном значении— 42 кН. Сопоставление показало, что пренебрежение

крутящими моментами, возникающими в результате совместной работы плит, расчет приопорных участков продольных ребер только на действие поперечных сил приводит к переоценке их несущей способности. В то же время расчет продольных ребер как элементов прямоугольного сечения на совместное действие крутящего момента и поперечной силы дает заниженные по сравнению с опытными результаты. Одной из причин этого различия является, по-видимому, сложность правильного учета при расчете неупругих свойств железобетона на стадии разрушения. Поэтому для оценки прочности приопорных участков плит с учетом пространственности их работы и усилий, возникающих в результате совместной работы со стропильными конструкциями, необходимы дополнительные исследования.

Выводы. Исследования показали, что на характер работы плит существенное влияние оказывают усилия, возникающие от их совместной работы со стропильными конструкциями. В результате воздействия этих усилий заметно изменяется напряженное состояние поперечных и продольных ребер.

Усилия, возникающие при совместной работе, могут привести к снижению трещиностойкости наклонных сечений приопорных участков продольных ребер. Трещиностойкость этих участков следует рассчитывать с учетом крутящих моментов, возникающих вследствие пространственности работы плит и усилий, передающихся на них при совместной работе.

Усилия, возникающие при совместной работе, могут оказать влияние на характер разрушения и значение разрушающей нагрузки. Пока, однако, нет способа, который можно было бы рекомендовать для расчета прочности продольных ребер плит с учетом усилий, возникающих при совместной работе со стропильными конструкциями.

§ 3. Исследование закладных деталей узлов сопряжений сборных конструкций каркасов одноэтажных производственных зданий

Узловые сопряжения сборных железобетонных конструкций промышленных и гражданских зданий и инженерных сооружений принимают в расчетной схеме здания, как правило, шарнирными, а при соответствующем конструктивном оформлении — абсолютно жест-

кими. В действительности узловые сопряжения, осуществляемые на сварке закладных деталей, в состоянии воспринимать изгибающий момент, т. е. не являются шарнирными, и в то же время обладают определенной податливостью при воздействии изгибающего момента и сдвигающих сил.

Деформативность узловых сопряжений определяется главным образом деформативностью закладных деталей. В ранее проведенных исследованиях деформативность закладных деталей изучалась, как правило, применительно к узловым сопряжениям гражданских зданий [12, 14]. Была исследована деформативность закладных деталей, работающих на воздействие сдвигающих и нормальных сил [2, 8].

Здесь описаны результаты исследований закладных деталей, конструктивное оформление которых и сочетание действующих усилий отвечало каркасам одноэтажных промышленных зданий.

Так как деформативность пластин закладных деталей и сварных швов узловых сопряжений незначительна, основным фактором, определяющим деформативность закладных деталей, является деформативность анкерных стержней в бетоне, которая в значительной мере определяется сочетанием действующих в анкерных стержнях нормальных и сдвигающих сил. Поэтому можно предложить следующий подход к определению деформативности закладных деталей. Пластину закладной детали будем считать прикрепленной к бетону упругоподатливыми связями в месте расположения анкерных стержней. Такая расчетная схема аналогична приведенной в работе [12]. Если известна податливость каждой связи, можно определить усилие в каждой из них, а следовательно, и общую деформативность. Податливость же каждой связи зависит от соотношения нормальных и поперечных сил в анкерных стержнях. Поэтому для решения задачи следует использовать метод последовательных приближений.

Следовательно, для оценки деформативности закладных деталей при произвольном числе анкерных стержней и при произвольном соотношении действующих нормальных и сдвигающих сил необходимо знать деформативность отдельных анкерных стержней при разном соотношении действующих в них нормальных и сдвигающих сил.

В качестве объекта исследования были выбраны образцы-призмы прямоугольного сечения размером 200×200 мм и длиной 800 мм. Закладные детали, установленные по торцам образца, представляли собой пластины с приваренными к ним и установленными в плоскости, перпендикулярной сдвигающим силам, двумя анкерами, наиболее часто встречающимися в типовых деталях сборных конструкций диаметром 12 мм из стали класса А-III длиной 360 мм. Толщина пластины закладной детали принята 20 мм из условия исключения влияния ее деформативности.

Анкеры приваривали к пластине дуговой электросваркой швами в отверстии с раззенковкой. При принятом сечении железобетонного образца анкеры закладной детали в месте приварки к пластине находились на расстоянии примерно восемь диаметров анкерных стержней от края бетона в плоскости смещения. Было испытано три серии опытных образцов. Они отличались при испытании наличием или отсутствием нормального сжимающего или растягивающего усилия, приложенного к закладным деталям образца, одновременно со сдвигающим усилием. В образцах I серии закладные детали испытывали на сдвиг без нормального усилия, образцы II серии — на совместное действие осевого растягивающего и сдвигающего усилия, образцы III серии — на совместное действие прижимающего и сдвигающего усилия. Образцы испытывались в железобетонной раме. Сдвигающее усилие создавали гидравлическими домкратами, работающими от одной насосной станции, и передавали одновременно на две закладные детали через катки-шарниры для устранения влияния распора. Нормальное усилие (растягивающее или сжимающее) передавалось на закладную деталь через два слоя фторопласта-4 для уменьшения силы трения между домкратом и пластиной во время смещения пластины по бетону (рис. 1.9).

Смещения пластины и бетона при действии сдвигающего усилия замеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Чтобы выявить характер деформаций образца от сдвига пластин закладных деталей, по его длине вдоль боковых граней устанавливали индикаторы часового типа с шагом 100 мм. Деформации бетона образца при действии нормальных сжимающих или растягивающих сил регистрировали тензорезистора-

ми, установленными на боковых гранях образца.

Анализ напряженного состояния образцов. Бетон в зоне размещения закладных деталей испытывает сложное напряженное состояние, определяемое взаимодействием пластины и анкерного стержня закладной детали с бетоном и воздействием осевой силы (в образцах, испытываемых на сдвиг со сжатием или с растяжением). При воздействии только сдвигающей силы по нормальному сечению образца у пластины закладной детали возникают напряжения сжатия. По высоте сечения образца они распределяются неравномерно: у верхней грани сжатие меньше, а в некоторых случаях переходит в растяжение.

Образцы II серии при воздействии осевой растягивающей силы по всей длине были растянутыми. Возникающие при этом напряжения не превышали прочности бетона на растяжение.

При воздействии осевой сжимающей силы напряжения сжатия распределяются по длине образца неравномерно: у закладной детали они меньше, чем в середине образца, где деформации близки к теоретическим значениям, подсчитанным как для центрально-обжатых образцов. Пик напряжений в бетонном сечении у пластины наблюдался в середине высоты грани образца на уровне анкерного стержня. Это объясняется тем, что нормальное сжимающее усилие передается прежде всего на анкерный стержень, а потом уже на бетон из-за возможного нарушения контакта между пластиной и бетоном в результате усадки бетона. Поэтому схема работы закладных деталей при сжатии может быть представлена плитой, лежащей на упругом основании и имеющей жесткие опоры — анкерные стержни.

Анкерный стержень закладной детали под воздействием сдвигающей силы в образцах всех серий работал на внецентренное растяжение.

Рассмотрим характер напряженного состояния анкерных стержней, приваренных перпендикулярно пластине закладной детали. По замеренным деформациям стержней были выделены нормальные силы N и изгибающие моменты, действующие в анкерных стержнях. На графике (рис. 1.10) приведены опытные значения нормальных усилий в образцах I серии. Из графика видно, что зависимость нормальных усилий в анкерных

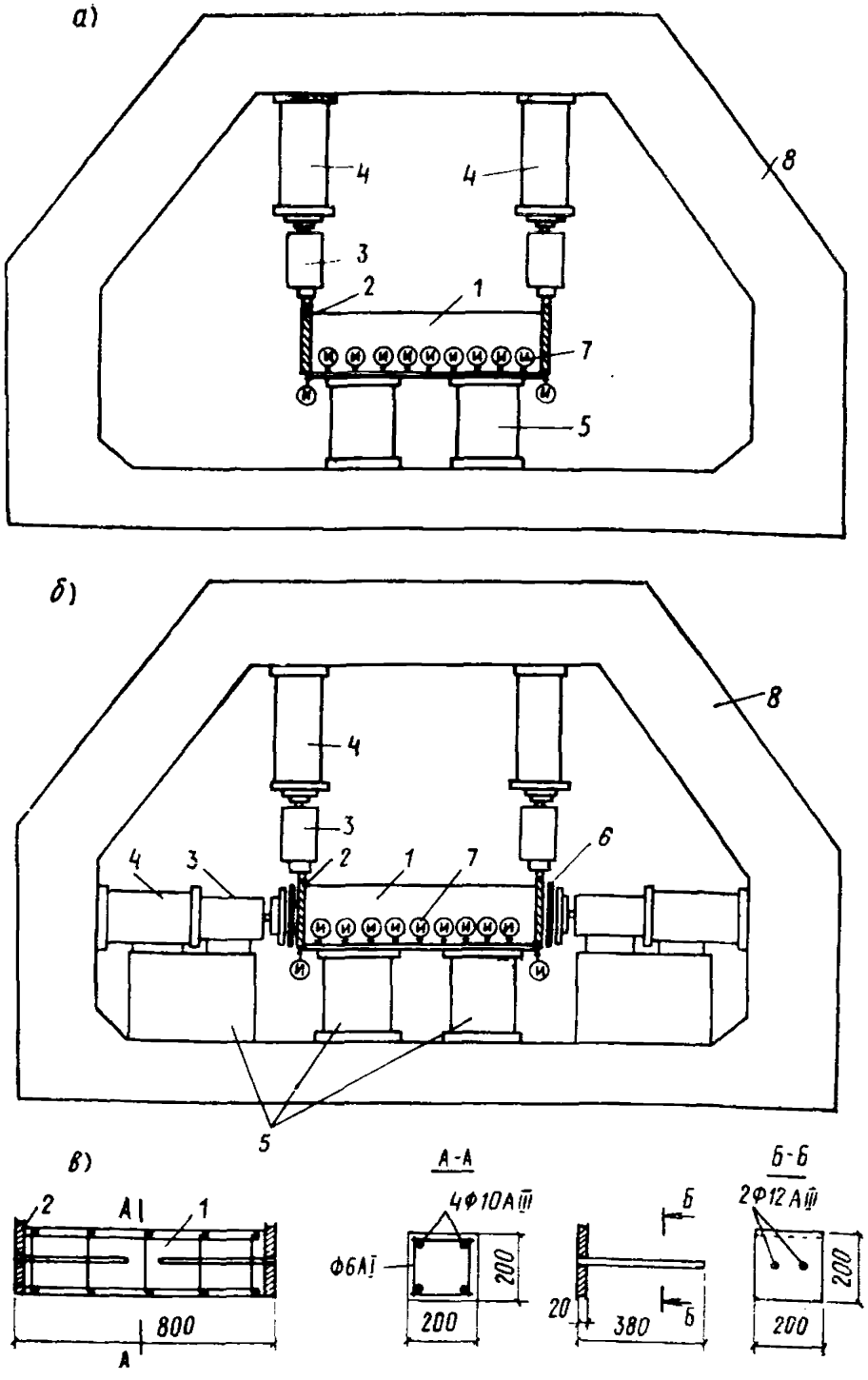


Рис. 1.9. Установка для испытания закладных деталей отдельных образцов

а — на сдвиг; *б* — на сдвиг со сжатием; *в* — конструкция образца; *1* — железобетонный образец; *2* — закладная деталь; *3* — гидравлический домкрат; *4* — стальная траверса; *5* — опора; *6* — два слоя фторопласта-4; *7* — индикаторы; *8* — железобетонная рама

стержнях от сдвигающей нагрузки нелинейна. Особенно ярко нелинейность проявляется на первых этапах загружения (до нагрузки 5—6 кН). При более высоких нагрузках зависимость нормальных усилий от сдвигающих приближается к линейной; участок изменения характера зависимости расположен ниже уровня нагрузки, при которой в бетоне образцов появились трещины.

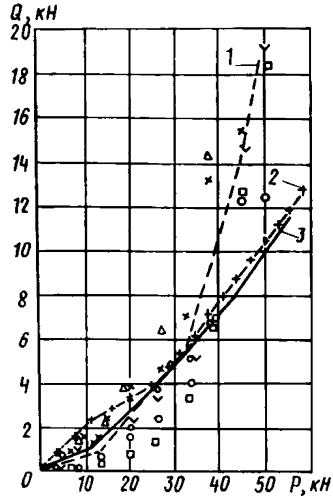


Рис. 1.10. График зависимости нормальной силы в анкерном стержне от сдвигающей силы

1 — средние опытные значения натяжения стержня; *2* — теоретические значения натяжения в стержне при $C_1 = 120\,000$; *3* — значение натяжения стержня после преодоления силы трения при прижатии 300 кН

В анкерном стержне закладной детали, находящейся под действием сдвигающей и нормальной прижимающей сил, отмечен более сложный характер напряженного состояния. После приложения осевой силы в анкерных стержнях возникают сжимающие усилия. В процессе приложения сдвигающих усилий до определенного уровня нагружения анкерные стержни продолжают оставаться сжатыми, причем величина сжимающего усилия не уменьшается.

Анализ напряженного состояния анкерных стержней при воздействии сжимающих и сдвигающих усилий показал, что стержень находился в сжатом состоянии до тех пор, пока сдвигающая сила не достигла значения

$$P = k_{\text{тр}} N, \qquad (1.6)$$

где P — сдвигающая сила; N — нормальная сила; $k_{\text{тр}}$ — коэффициент трения между пластиной и бетоном.

Можно себе представить следующую схему напряженно-деформативного состояния образцов. При наличии сжимающей силы до момента преодоления силы трения деформации закладной детали и прилегающей зоны бетона происходят совместно. Смещения между

пластиной и прилегающей зоной бетона отсутствуют или крайне незначительны, поэтому растягивающие усилия в анкерном стержне не возникают. Характерно, что на этом этапе работы изгибающие моменты в стержне возрастают очень медленно (рис. 1.11).

После преодоления сил трения между бетоном образца и закладной деталью характер работы образцов

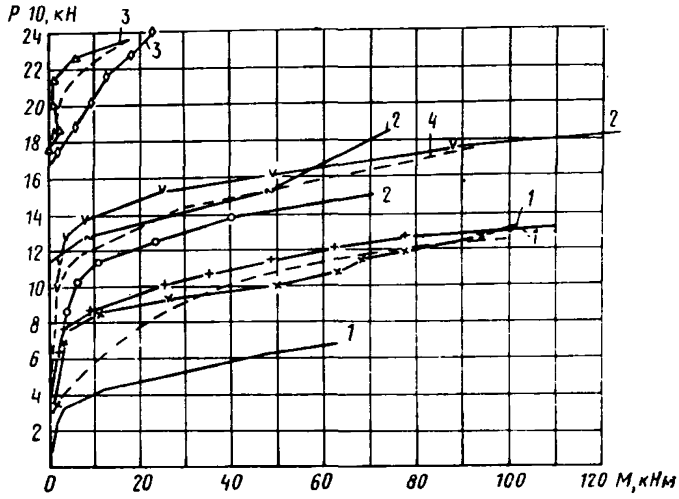


Рис. 1.11. График возрастания изгибающих моментов в анкерных стержнях при одновременном действии сдвигающих и прижимающих сил

1 — сдвиг с прижатием 100 кН; *2* — то же, 200 кН; *3* — то же, 300 кН; *4* — средние значения моментов

III серии приближается к характеру работы образцов I серии. После того как сдвигающая сила преодолела силу трения между стальной пластиной и бетоном и пластина начала смещаться, напряжения сжатия в анкерных стержнях начинают быстро уменьшаться и переходят в напряжения растяжения. Если принять начало изменения нормальной силы в анкере за нулевой отсчет и сравнить увеличение нормальной силы с ее увеличением в сдвигаемых без нормальной силы закладных деталях, то оказывается, что их значения вполне сопоставимы (см. рис. 1.10).

Во время испытания образцов всех трех серий при определенной величине сдвигающей силы в бетоне у

закладной детали появлялись трещины. Ширина раскрытия трещин в момент появления составляла 0,02 мм и доходила к моменту разрушения до 2—3 мм.

Относительно рано появлялись трещины в образцах II серии и характеризовались значительным разбросом: нагрузка появления трещин колебалась от 0,35 разрушающей практически до разрушающей. В образцах без осевой силы трещины появлялись примерно при половине разрушающей сдвигающей нагрузки. Сравнение сдвигающего усилия в момент появления трещин для закладных деталей, испытанных на сдвиг и на сдвиг со сжатием, показало, что между величиной сдвигающего усилия в момент появления трещин существует линейная зависимость: чем больше величина нормальной силы, тем больше значение сдвигающей силы, при которой появляются трещины в бетоне.

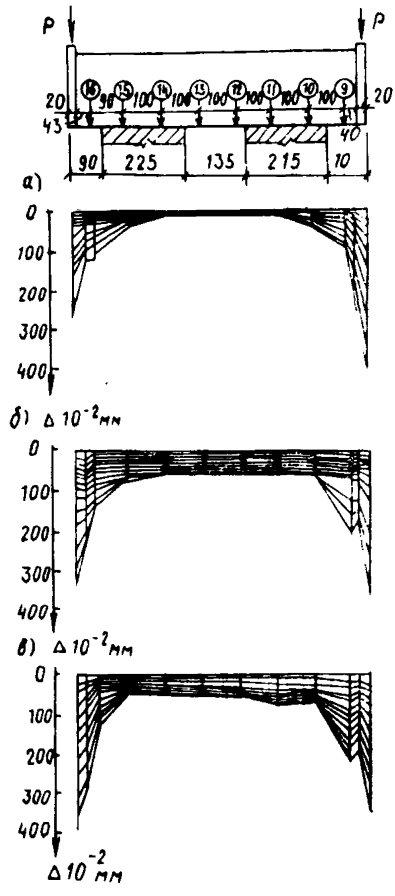


Рис. 1.12. Деформация бетона образца при испытании закладных деталей на сдвиг и сдвиг с нормальными силами

а — сдвиг с растяжением; *б* — сдвиг; *в* — сдвиг со сжатием

Деформативность закладных деталей опытных образцов. Закладные детали одноэтажных промышленных зданий установлены в конструкциях так, что пластины четырьмя или тремя гранями совпадают с гранями сечения конструкций. Поэтому и в опытных образцах грани закладных деталей совпадали с гранями бетонного сечения.

Индикаторы, фиксирующие смещение пластины и слоя бетона рядом с пластиной, а также индикаторы, измеряющие деформацию образца по его длине, показали, что при приложении сдвигающей силы к пластине смещается не только сама пластина, но и происходят деформации образца по его длине. Прилегающий к пластине слой бетона толщиной 10—15 мм сдвигался наиболее интенсивно, почти одновременно с пластиной (рис. 1.12). Анализ показал, что такие деформации не являются результатом изгиба образцов, они — следствие совместной работы пластины и прилегающего слоя бетона. На совместность работы в наибольшей мере оказывает влияние сила трения между бетоном и пластиной, что подтверждается различием между смещением бетона и пластины, которое в образцах II серии (сдвиг с растяжением) наибольшее, в образцах I серии (сдвиг) — несколько меньше и в образцах III серии (сдвиг со сжатием) — наименьшее. Однако сила трения является не единственной причиной деформаций такого характера, так как в образцах, испытанных на сдвиг с растяжением, в которых трение между пластиной и бетоном практически отсутствует, отмечается то же явление — прилегающие к пластине слои бетона сдвигаются вместе с пластиной. Это объясняется тем, что на характер деформаций бетона оказывает влияние характер деформаций анкерного стержня. Таким образом, в образцах рассматриваемого типа, т. е. с пластиной закладной детали, расположенной по грани бетона конструкции, деформативность закладных деталей нельзя оценивать по разности смещений пластины и прилегающей зоны бетона. Поэтому и результаты испытаний закладных деталей, расположенных по грани бетона, отличаются от результатов испытаний закладных деталей в бетонном массиве.

В работах [2, 8] смещение стержня определялось как смещение балки на винклеровском основании или предлагались эмпирические зависимости смещения стержня от сдвигающей силы [2, 8, 14].

Для анализа напряженного состояния анкерный стержень рассмотрен как балка, лежащая на упругом основании. Была принята предложенная П. Л. Пастернаком [9] модель упругого основания с двумя коэффициентами постели. Закон деформаций и распределения нагрузок на горизонтальной поверхности упругого ос-

нования, предложенный П. Л. Пастернаком, основан на том, что несущая способность основания обусловливается не только его сопротивлением вертикальным осадкам, но также и сопротивлением сдвигу.

Модель такого основания может быть названа моделью с двумя характеристиками, первая из которых C_1 — коэффициент сжатия — связывает интенсивность вертикального отпора грунта σ с его осадкой формулой $\sigma = C_1\omega$ [9] и имеет размерность Н/см³ или кН/м³. Совершенно независимый от C_1 второй коэффициент постели C_2 — коэффициент сдвига, измеряемый в Н/см, определяет распределяющую способность упругого основания.

Имея коэффициенты C_1 и C_2, можно записать уравнение для прогиба балки, лежащей на упругом основании. Однако условия смещения анкерного стержня, прикрепленного к пластине закладной детали, сложнее, чем смещение свободного стержня в бетоне. Смещаемый конец анкерного стержня приварен к пластине, защемлен в ней, и поэтому на его смещаемом конце действует изгибающий момент, который, в свою очередь, зависит от величины смещения стержня и уменьшает это смещение. Кроме того, на анкерный стержень, приваренный к пластине, действует растягивающая сила, возрастающая с увеличением смещения стержня. Пластина силой натяжения стержня оказывается прижатой к бетону. Сила прижатия возрастает с увеличением смещения стержня.

При действии сдвигающей силы между пластиной и бетоном возникает сила трения, уменьшающая сдвигающую силу, действующую на пластину. Все эти усилия появляются одновременно с действием сдвигающей силы. Значения этих усилий можно определить, рассчитав анкерный стержень в бетоне как статически неопределимую систему — длинную балку с заданными краевыми условиями, лежащую на сплошном упругом основании, с коэффициентами постели C_1 и C_2. Из метода расчета с двумя коэффициентами постели C_1 и C_2 имеем коэффициенты влияния краевой упругой деформации (EJ — кратные значения), краевой угол поворота от $M_0 = 1$, краевой угол поворота от $Q_0 = 1$ или равную ему по значению краевую осадку от $M_0 = 1$, краевую осадку от $Q_0 = 1$ [9]. Зная коэффициенты влияния краевой упругой деформации, можно определить значения

коэффициентов при неизвестных в системе канонических уравнений.

Из решения канонических уравнений в общем виде были получены выражения для определения изгибающего момента силы натяжения стержня и осадки стержня в бетоне.

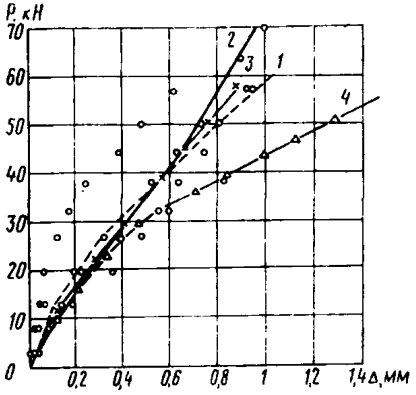


Рис. 1.13. Экспериментальные и теоретические значения смещений анкерных стержней в бетоне

1 — средние опытные; *2* — теоретические при C_1=120 000; *3* — по формуле (1.6); *4* — по формуле работы [8]:

$$\Delta = \frac{5Q}{ndE_б}\left[1+\frac{0{,}57}{10^6}\left(\frac{Q}{nd}\right)^2\right]$$

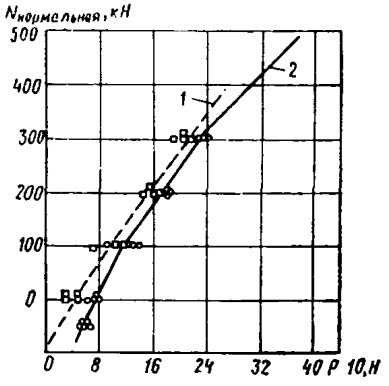


Рис. 1.14. График зависимости возрастания сдвигающего разрушающего усилия от прижимающего нормального усилия (в образцах III серии)

1 — раскрытие трещин; *2* — разрушающее усилие

Однако чтобы получить численные значения, необходимо знать значения коэффициентов C_1 и C_2 для бетона как для упругого основания. В литературе таких данных нет. Была сделана попытка определить значения коэффициентов C_1 по результатам испытаний бетона разных марок (прибором, разработанным в НИИЖБ), как частное от деления силы вдавливания штампа на объем лунки, продавленной в бетоне. Эта попытка не дала удовлетворительных результатов — значения коэффициента C_1 оказались сильно завышенными; видимо, это произошло из-за невозможности учесть объем осевшей вокруг штампа поверхности рядом с лункой продавливания. Тем не менее полученные значения были использованы для ориентировочной относительной оценки влияния марки бетона на коэффи-

циент C_1. Значения этих коэффициентов для расчета анкерного стержня были найдены методом последовательных приближений.

Сравнение экспериментальных данных с теоретическими показано на графиках, приведенных на рис. 1.10 и 1.13, где приведены теоретические и экспериментальные значения смещений и нормальных сил. Графики показывают удовлетворительное совпадение экспериментальных и теоретических значений смещений и нормальных растягивающих сил в анкерных стержнях.

Таким образом, принятая модель позволяет достаточно надежно оценить напряженно-деформированное состояние анкерных стержней закладных деталей. Однако отсутствие данных о значениях коэффициента постели бетона является препятствием на пути практического применения этого решения. Поэтому пока следует пользоваться эмпирическими зависимостями.

Сопоставление эмпирических зависимостей [8] с нашими опытными данными (см. рис. 1.13) показало значительное различие. Возможно это объясняется тем, что эмпирические зависимости были получены при испытании закладных деталей, расположенных в массиве, и характер деформаций прилегающего к закладным деталям слоя бетона отличался от характера деформаций бетона испытанных образцов. Значение полных смещений для данной серии образцов можно представить эмпирической зависимостью вида

$$\Delta = 11 \cdot 10^{-4} \frac{P}{nd}, \qquad (1.7)$$

где Δ — смещение, см; P — нагрузка, Н; n — число анкерных стержней; d — диаметр стержня, см; $11 \cdot 10^{-4}$ — эмпирический коэффициент, см^2/кг.

Эта формула не учитывает влияния осевой силы. Такая оценка была проведена на основании анализа результатов испытаний образцов II и III серии. Анализ зависимости деформации сдвига пластины при действии нормальной прижимающей силы показывает, что до момента преодоления силы трения деформации подчиняются линейному закону. Опытные данные могут быть аппроксимированы зависимостью

$$\Delta = 12 \cdot 10^{-2} P, \qquad (1.8)$$

где Δ — смещение, мм; P — нагрузка, кН.

Формула (1.7) не является общей, так как деформативность деталей данного вида в значительной мере будет определяться характеристиками бетонного сечения, прилегающего к пластине. В данном случае наибольшее влияние из числа характеристик должна оказывать жесткость сечения. Поэтому в более общем виде формула для определения смещений может быть представлена в виде

$$\Delta = \frac{aP}{EJ} = \frac{3{,}66 \cdot 10^3 P}{EJ}, \qquad (1.9)$$

где Δ — смещение, см; EJ — жесткость бетонного сечения; P — сдвигающее усилие, Н; $a = 3{,}6 \cdot 10^3$ — эмпирический коэффициент, см^3.

После преодоления силы трения условия работы образцов близки к условиям работы образцов, подвергающихся воздействию только сдвигающей силы. Поэтому можно предположить, что оценить деформативность при совместном действии сдвигающих и нормальных прижимающих усилий в этом диапазоне действия нагрузок при $P > T_{тр}$ можно формулой

$$\Delta = \frac{3{,}66 \cdot 10^3 P}{EJ} + 11 \cdot 10^{-4} \frac{P}{nd}. \qquad (1.10)$$

Анализ результатов испытаний образцов на сдвиг с растяжением показывает, что растяжение в анкерах способствует большей деформативности закладной детали. Это объясняется тем, что пластина закладной детали, оттянутая от бетона растягивающим усилием, сдвигается на 0,3—0,5 мм от поверхности бетона.

Влияние силы трения и специфика напряженно-деформированного состояния слоя бетона, прилегающего к пластине закладной детали, в данном случае не оказывает существенного влияния. Действительно, опытные данные (см. рис. 1.13) вполне удовлетворительно совпадают с результатами расчетов по ранее полученным эмпирическим зависимостям.

Прочность закладных деталей опытных образцов. Видимой причиной разрушения образцов явилось раскалывание бетона под анкерами.

Напряжения в анкерных стержнях в момент появления трещин колебались в широких пределах (от 244 МПа в образцах I серии до 380 МПа в образцах

III серии). При дальнейшем сдвиге закладной детали после появления трещины напряжения в анкерах продолжали возрастать, и к моменту разрушения в растянутом волокне анкеров закладных деталей I серии напряжения растяжения достигли предела текучести; в образцах II серии в растянутых волокнах также наступил предел текучести; в образцах III серии предел текучести в растянутом волокне анкера наступил в момент разрушения при сжатии 100 и 200 кН. При сжатии 300 кН в анкерах вообще не появилось напряжение растяжения, напряжение сжатия сохранилось до полного разрушения бетона образцов. Таким образом, анализ напряженного состояния анкерных стержней показывает, что причиной разрушения закладных деталей (кроме образцов с прижимающей силой 300 и 500 кН) явилось разрушение бетона при одновременном достижении предела текучести анкерных стержней под действием изгибающего момента. Косвенным подтверждением существенного влияния изгиба анкерных стержней на несущую способность закладных деталей явилось равенство предельных значений смещений образцов вне зависимости от напряженного состояния.

О том, что первопричиной разрушения является текучесть арматуры, свидетельствует также и то, что для образцов I и II серии прочность бетона не оказала существенного влияния на разрушающую нагрузку. Испытания показали, что сжимающая сила повышает несущую способность закладных деталей (рис. 1.14). Можно отметить существование достаточно четкой линейной зависимости при воздействии сжатия в диапазоне до 300 кН.

При большей сжимающей силе линейность нарушается, по-видимому, из-за отмеченного ранее изменения характера разрушения при большей сжимающей силе. На участке линейной зависимости учитывать влияние осевой силы на сдвигающую нагрузку для испытанных образцов можно по формуле

$$P = P_0 (10 + 0{,}03\sigma), \qquad (1.11)$$

где P_0 — разрушающая нагрузка для образцов, испытанных на сдвиг без нормальной силы, Н; σ — напряжение под пластиной закладной детали от прижимающей силы, МПа; 0,03 — эмпирический коэффициент, МПа.

При приложении к анкерам нормальной растягивающей силы (в образцах II серии) прочность образцов несколько снижается. В образцах с нормальными анкерами при растяжении 16, 32, 48 кН сдвигающая сила в момент разрушения меняется в среднем от 0,78 до 0,9 прочности образцов без растягивающей силы.

Выводы. 1. При воздействии сдвигающей силы анкерные стержни закладных деталей подвергаются внецентренному растяжению. До момента появления трещин от раскалывания напряженное состояние анкерных стержней может быть оценено по формулам, полученным из рассмотрения анкерных стержней как балки на упругом основании.

2. При воздействии сжимающей силы до момента преодоления сдвигающей силой силы трения между пластиной и бетоном растягивающего усилия в анкерных стержнях не возникает. После преодоления силы трения изменение напряженного состояния анкерного стержня может оцениваться так же, как и в образцах, в которых действует только сдвигающая сила.

3. Деформативность закладных деталей, грани пластин которых совпадают с гранями бетонного сечения, определяются не смещением пластины относительно прилегающих участков бетона, а совместными деформациями закладной детали и прилегающим к ней участкам бетона образцов.

4. До момента преодоления силы трения деформации подчиняются линейному закону и могут быть определены по формуле (1.9). Условия работы закладных деталей после преодоления силы трения между пластиной закладной детали и бетоном близки к условиям работы в образцах без нормальной прижимающей силы, и их деформации могут быть определены по формуле (1.10).

5. Разрушение закладных деталей происходило в результате текучести арматуры анкерных стержней от воздействия изгибающего момента и разрушения бетона под анкерными стержнями.

6. Осевая сила оказывает влияние на несущую способность закладных деталей. Если эта сила прижимающая, учитывать ее влияние на несущую способность можно по формуле (1.11).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Болотин В. В.** Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М., Стройиздат, 1971.

2. **Васильев А. П., Катин Н. И., Шитиков Б. А.** Работа закладных деталей при совместном воздействии сдвигающих и нормальных сил. «Промышленное строительство», 1971, № 7.

3. **Глушанков А. Я., Гуревич Я. И., Клевцов В. А. и др.** Совместная работа сборного железобетонного покрытия из типовых балок и плит. — В кн.: Действительная работа несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1973.

4. **Глушанков А. Я., Гуревич Я. И., Березов В. Н.** Пространственная работа сборного железобетонного покрытия из типовых балок и плит. — В кн.: Перспективы развития предварительно-напряженных железобетонных конструкций на Дальнем Востоке. Хабаровский институт инженеров железнодорожного транспорта, 1971.

5. **Клевцов В. А., Коревицкая М. Г., Парасонис И. И., Моровов В. С.** Влияние плит покрытия на работу безраскосных ферм для плоских кровель. «Промышленное строительство и инженерные сооружения», 1971, № 5.

6. **Клевцов В. А., Коревицкая М. Г., Юозайтис И. Б., Укялис Г. С.** Методика испытания плит покрытий, учитывающая их совместную работу со стропильными конструкциями. — В кн.: Действительная работа несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1973.

7. **Клевцов В. А., Юозайтис И. Б.** Расчет одиночных ребристых плит покрытия с учетом влияния на них стропильных конструкций. Информационный выпуск Главпромстройпроекта «Строительное проектирование промышленных предприятий», 1973, № 6.

8. **Катин Н. И., Стульчиков А. Н.** Работа закладных деталей при сдвиге и совместном действии сдвигающих сил и изгибающих моментов. — В кн.: Стыки сборных железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1970.

9. **Пастернак П. Л.** Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. М., Госстройиздат, 1954.

10. **Таль К. Э., Корсунцев И. Г.** О надежности расчета несущей способности изгибаемых железобетонных элементов. «Бетон и железобетон», 1967, № 4.

11. **Улицкий Б. Е.** Пространственный расчет балочных мостов. М., Автотрансиздат, 1962.

12. **Холмянский М. М.** Закладные детали сборных железобетонных элементов. М., Стройиздат, 1968.

13. **Чудновский Н. Н., Селиванов В. А., Мартемьянов В. С.** Исследование совместной работы элементов в сборных железобетонных покрытиях. «Бетон и железобетон», 1970, № 11.

14. **Шорохов Г. Г.** Несущая способность соединений железобетонных панелей при сдвиге. Автореферат на соиск. ученой степени канд. техн. наук. М., ЦНИИСК, 1966.

Глава 2
ИССЛЕДОВАНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

§ 1. Учет изменчивости свойств материалов и геометрии сечений при расчете статически неопределимых ферм

Распределение усилий в статически неопределимых системах при воздействии внешних нагрузок зависит от соотношения погонных жесткостей элементов систем. В обычно используемом при проектировании статически неопределимых железобетонных конструкций детерминированном статическом расчете соотношение жесткостей задается исходя из проектных размеров и проектных характеристик материалов. В действительности фактическое распределение усилий может отличаться от полученного таким расчетом, так как фактические геометрические размеры и фактический модуль упругости бетона являются случайными величинами. Так, исследования предварительно-напряженных железобетонных статически неопределимых безраскосных ферм [9] показали, что фактические величины изгибающих моментов при отпуске натяжения предварительно-напряженной арматуры существенно отличаются от расчетных в результате влияния изменчивости жесткости элементов безраскосных ферм из-за неоднородности бетона.

Эти отклонения не имеют существенного значения для расчета прочности ферм, так как предельная разрушающая нагрузка в конечном итоге зависит от принятого армирования, прочности бетона и арматуры, геометрических размеров сечений. Влияние отклонений в значениях моментов на трещиностойкость может быть более существенно, так как имеется определенная вероятность уменьшения моментов от обжатия и увеличения моментов от внешних нагрузок в расчетных сечениях.

Усилия, возникающие в любой системе, зависят от свойств системы и от внешних воздействий. Пользуясь терминологией и обозначениями, принятыми в работе [1], получаем, что если внешние воздействия характеризуются элементами q из пространства Q, а поведение системы — элементами u из пространства U, то, рас-

сматривая свойства системы и ее взаимоотношения с внешней средой как детерминистические и характеризуя свойства системы оператором H, посредством которого реализуется внешнее воздействие, получим

$$u = Hq. \tag{2.1}$$

В данном случае интересующими нас выходными параметрами являются усилия (изгибающие моменты и нормальные силы), системой — статически неопределимые железобетонные конструкции, внешними воздействиями — внешние нагрузки и усилия обжатия предварительно-напряженной арматурой. К основным параметрам, определяющим поведение системы под внешними воздействиями, относится погонная жесткость, зависящая от жесткости сечений и длины элементов статически неопределимой системы. Поэтому уравнение (2.1) может быть записано в виде

$$S = H[\mu, q] = H[B, l, q], \tag{2.1'}$$

где S — усилие (изгибающий момент или нормальная сила); B — жесткость сечения; l — длина элемента; $\mu = B/l$ — погонная жесткость.

В общем случае стохастическими являются все параметры рассматриваемой системы и входной параметр. Естественно, что и выходные параметры такой системы — случайные величины.

Для решения поставленной задачи необходимо знать вероятностные свойства входных параметров и параметров системы. Имеющиеся данные об изменчивости внешних нагрузок, а также данные об изменчивости величины натяжения арматуры предварительно-напряженных конструкций дают представление о вероятностных свойствах входных параметров. Вероятностные свойства параметров системы определяются изменчивостью геометрии (сечений, размещения арматуры) и свойств бетона. Данные об изменчивости свойств бетона непосредственно в конструкциях крайне ограничены. Ограничены и данные об изменчивости модуля упругости бетона не только в конструкциях, но и в контрольных образцах. Поэтому приходится считать, что изменчивость модуля упругости бетона непосредственно в конструкциях соответствует изменчивости его прочности в контрольных образцах.

Таким образом, рассматриваемая задача относится к первой основной задаче статистической динамики — о нахождении вероятностных свойств выходных параметров при известных вероятностных свойствах входных параметров и параметров системы. Несмотря на то что это одна из наиболее простых по своей постановке задач статистической динамики, получить для нее общее решение чрезвычайно сложно. Дело в том, что данная задача не линейна и не стационарна. Действительно, если учитывать неупругие свойства железобетона, то оператор H не удовлетворяет известным условиям

$$\left.\begin{aligned} &H\,\alpha q = \alpha H q;\\ &H\,(q_1 + q_2) = Hq_1 + Hq_2. \end{aligned}\right\} \qquad (2.2)$$

Это свидетельствует о том, что к данной системе неприменим принцип суперпозиции, а следовательно, она не линейна.

Так как при длительном действии нагрузки оказывают влияние деформации усадки и ползучести, а свойства бетона изменяются во времени, рассматриваемая система также не может считаться стационарной, т. е. такой системой, свойства которой не меняются во времени.

Вообще говоря, неупругие свойства бетона учитываются в принятом детерминистическом расчете. Известно [10], что в работе статически неопределимых железобетонных систем рассматриваются три стадии: первая — до момента появления трещин, когда действительное распределение усилий близко к полученному «упругим» расчетом, вторая — после появления трещин и третья — в стадии, предшествующей разрушению. Если ограничиться первой стадией работы железобетонных статически неопределимых конструкций, то рассматриваемая система будет линейной. Решение этой задачи может быть полностью использовано для расчета предварительно-напряженных статически неопределимых конструкций по эксплуатационной стадии — на жесткость и трещиностойкость (имея в виду статически неопределимые системы, все элементы которых относятся к I или ко II категории трещиностойкости). Решение этой задачи может быть использовано и для оценки распределения усилий в статически неопределимых конструкциях на усилия обжатия предварительно-напряженной армату-

ры. Правда, достоверность расчета в этом случае будет несколько ниже, так как при обжатии напряжение в бетоне достигает такой величины, что неучет неупругих деформаций может привести к ошибке.

Поскольку наибольшее влияние на изменчивость погонных жесткостей элементов статически неопределимых систем оказывает изменение жесткости сечений, длину элементов для упрощения решения задачи считали не случайными величинами.

При расчете любой статически неопределимой системы методом сил усилия в элементах статически неопределимых систем S складываются из усилий S_0 в основной (статически определимой) системе и из усилий S_x в удаленных связях:

$$S = S_0 + S_x. \tag{2.3}$$

При этом S_0 не зависит от жесткости элементов. Поэтому вероятностные свойства усилий в статически неопределимой системе определяются вероятностными свойствами лишних неизвестных. Решая статически неопределимую систему, можно найти функциональную зависимость между лишними неизвестными и перемещениями элементов основной системы, а через них — с жесткостью сечений.

Известно [6], что если интересующая нас случайная величина является функцией некоторых других случайных величин, то аппарат теории вероятностей позволяет определить параметры интересующей нас функции (математическое ожидание, дисперсию) без знания закона ее распределения, основываясь на знании законов распределения аргументов. Общий вид формул, используемых для этой цели:

$$M[\varphi(x_1, x_2, \ldots, x_n)] = \int_{-\infty}^{\infty} \cdots \int_{-\infty}^{\infty} \varphi(x_1, x_2, x_3, \ldots, x_n) \times$$

$$\times f(x_1, x_2, x_3, \ldots, x_n)\, dx_1\, dx_2, \ldots, dx_n; \tag{2.4}$$

$$D[\varphi(x_1, x_2, \ldots, x_n)] = \int_{-\infty}^{\infty} \cdots \int_{-\infty}^{\infty} [\varphi(x_1, x_2, \ldots, x_n) -$$

$$- m_\varphi]\, f(x_1, x_2, \ldots, x_n), \tag{2.5}$$

где $y = \varphi(x_1, x_2, \ldots, x_n)$ — функция нескольких переменных; $M[y]$ — математическое ожидание функции; $D[y]$ —

дисперсия функции; $f(x_1, x_2,...,x_n)$ — плотность вероятностей распределения аргументов x_1, $x_2,...,x_n$; $m_\varphi = M[y]$ — математическое ожидание функции.

Для линейной функции решение в значительной мере упрощается — отпадает необходимость знать закон распределения аргументов, достаточно лишь иметь параметры распределения аргументов — их математических ожиданий и дисперсий.

В случаях, когда диапазон изменения случайных аргументов сравнительно невелик, функцию любого вида на коротком участке можно представить в виде линейной [6]. Общий вид формул для этого случая:

$$M[\varphi(x_1, x_2, \ldots, x_n)] = \varphi(x_1, x_2, \ldots, x_n); \tag{2.6}$$

$$D[\varphi(x_1, x_2, \ldots, x_n)] = \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_1}\right)_m^2 \sigma_{x_i}^2 + 2 \sum_{i<j} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i}\right)_m \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_j}\right) r_{ij} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j}. \tag{2.7}$$

Используем способ линеаризации для нахождения взаимосвязи между вероятностными характеристиками перемещений элементов основной системы и жесткостью сечений.

Любое перемещение от лишних неизвестных

$$\delta = \Sigma A_k / B_k, \tag{2.8}$$

где δ — перемещение; B_k — жесткость сечения; A_k — постоянная величина, зависящая от вида основной системы, вида перемещения и характера системы.

Перемещение в основной системе от внешней нагрузки может быть представлено выражением

$$\Delta = \Sigma \frac{A_k S_k}{B_k}, \tag{2.8'}$$

где S_k — внешняя нагрузка.

Используя метод линеаризации, можно установить связь перемещений с жесткостью сечений и, используя формулу (2.7), влияние изменчивости жесткости сечений на изменчивость лишних неизвестных:

$$\sigma_\delta = \sqrt{\sum \left(\frac{\partial \delta}{\partial B_k}\right)^2 \sigma_{B_k}^2} =$$

$$= \sqrt{\frac{A_1^2}{B_1^4}\sigma_{B_1}^2 + \frac{A_2^2}{B_2^4}\sigma_{B_2}^2 + \cdots + \frac{A_k^2}{B_k^4}\sigma_{B_k}}; \qquad (2.9)$$

$$\sigma_\Delta = \sqrt{\frac{A_1^2 S_1^2}{B_1^4}\sigma_{B_1}^2 + \frac{A_2^2 S_2^2}{B_2^4}\sigma_{B_2}^2 + \cdots + \frac{A_k^2 S_k^2}{B_k^4}\sigma_{B_k}}. \qquad (2.9')$$

Формула (2.8′) может быть использована и для учета влияния изменчивости внешних нагрузок. В этом случае в качестве независимых аргументов следует рассматривать S_k и B_k. Так как эти аргументы некоррелируемые, то

$$\sigma_\delta = \sqrt{\sum \frac{A_k^2}{B_k^4}\sigma_{S_k} + \sum \frac{A_k^2}{B_k^4} S_k^2 \sigma_{B_k}}. \qquad (2.9'')$$

Значения математических ожиданий жесткостей отдельных элементов статически неопределимых систем могут отличаться между собой, следовательно, будут отличаться и значения средних квадратических отклонений. Коэффициенты же вариации жесткостей могут быть приняты равными между собой, так как о вероятностных свойствах жесткости сечений принято судить по нормируемой изменчивости геометрических размеров и упругих свойств бетона. Поэтому формулу (2.7) лучше выразить не через дисперсии, а через коэффициенты вариации

$$\sigma_\varphi = \bar{\varphi}_x V_\varphi; \ \sigma_{x_i} = \bar{x}_i V_{x_i}$$

$$V_\varphi = \frac{1}{\bar{\varphi}} \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i}\right)^2 \bar{x}_i^2 V_{x_i}^2 + 2 \sum \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i}\right)\left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_j}\right) r_{ij} \bar{x}_i \bar{x}_j V_{x_i} x_{x_j}} \qquad (2.10)$$

Второй член этой формулы учитывает, что перемещения в элементах основной системы могут быть взаимосвязаны, так как в конечном итоге они зависят от жесткости сечений. Однако связь между перемещениями носит функциональный характер. Поэтому коэффициенты корреляции в последней формуле могут быть приняты

равными единице. Следовательно, если в рассматриваемой задаче x — лишняя неизвестная в статически неопределимой системе; V_x — коэффициент вариации этой величины; δ — перемещения в основной системе (от лишних неизвестных или от внешней нагрузки); V_δ — коэффициент вариации этой величины, то

$$V_x = \frac{1}{x} \times$$

$$\times \sqrt{\sum \left(\frac{\partial x}{\partial \delta_i}\right)^2 \delta_i^2 V_\delta^2 + 2 \sum \left(\frac{\partial x}{\partial \delta_i}\right)\left(\frac{\partial x}{\partial \delta_j}\right) \delta_i \delta_j V_{\delta_i} V_{\delta_j}}. \quad (2.10')$$

Рассмотрим простейший пример. Для любой однажды статически неопределимой системы $x = \Delta/\delta$ и

$$V_x = \frac{1}{x} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{1}{\delta^2} \Delta^2 V_\Delta^2 + \frac{\Delta^2}{\delta^4} \delta^2 V_\delta^2 - 2 \frac{1}{\delta} \frac{\Delta}{\delta^2} \Delta \delta V_\Delta V_\delta} = V_\delta - V_\Delta. \quad (2.10'')$$

Если такой системой является двухпролетная балка с равными пролетами одинаковой средней жесткости, загруженная равномерно распределенной нагрузкой в одном пролете, то без учета изменчивости внешних нагрузок $V_\delta = 1{,}41\ V_B$, $V_\Delta = V_B$ и $V_x = 0{,}41$. При изменчивости жесткости сечений 20% действительные значения опорного изгибающего момента могут отличаться от полученного обычным расчетом в 32% случаев на 8,2%, в 5% случаев — на 16,4% и в 0,3% случаев — на 24,6%.

Получить в общем виде выражения изменчивости для более сложных статически неопределимых систем пока невозможно из-за громоздкости вычислительных операций. Однако в случаях, когда есть аналитическое выражение для закона изменений усилий в каких-то элементах статически неопределимой системы, можно непосредственно определить изменчивость этих усилий, используя метод линеаризации. Так, для рамы, изображенной на рис. 2.1, при действии вертикальной нагрузки опорный момент

$$M = \frac{Pl}{12(k+2)},$$

где $k = B_{\text{ригеля}}/B_{\text{стойки}}$;

при разной жесткости ригеля и стоек

$$V_M = \frac{1{,}41k}{2+k} V_B.$$

На рис. 2.1 приведены значения изменчивости изгибающих моментов V_M в этой раме для разных случаев загружения при $V_B = 10\%$ и разных соотношениях h/l. Из

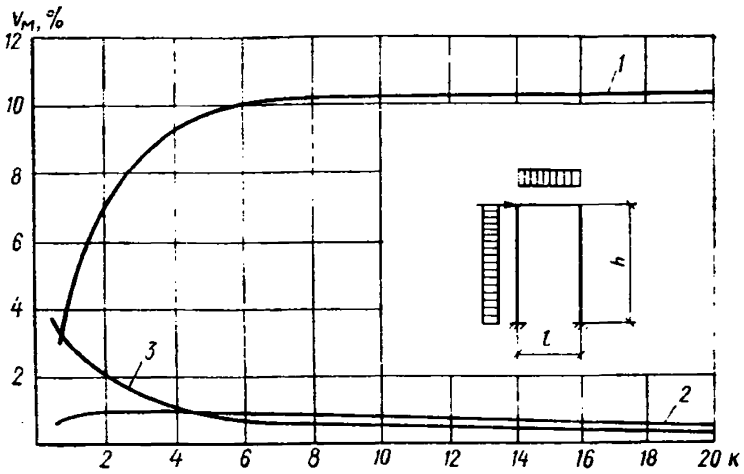


Рис. 2.1. Значения коэффициентов изменчивости опорных изгибающих моментов

1 — от нагрузки на ригель; *2* — от равномерно распределенной горизонтальной нагрузки; *3* — от сосредоточенной горизонтальной нагрузки

графиков видно, что степень влияния изменчивости жесткости по-разному влияет на изменчивость изгибающих моментов в зависимости от схемы загружения конструкции и соотношения погонных жесткостей ее элементов. Поэтому учесть изменчивость жесткости введением каких-либо коэффициентов условия работы невозможно.

Определение изменчивости величин лишних неизвестных статически неопределимых систем следует проводить в процессе их расчета. А при расчете сложных статически неопределимых систем на ЭВМ следует внести соответствующие дополнения в программу их расчета.

Выводы. Изменение характеристик материалов и геометрии поперечных сечений элементов статических неопределимых систем может привести к изменению фактических величин усилий в этих системах по сравне-

нию с усилиями, полученными обычным методом расчета. Поэтому при расчете трещиностойкости предварительно-напряженных железобетонных конструкций и элементов, в которых не допускается появление трещин, следует учитывать эту изменчивость, пользуясь методикой, изложенной здесь.

§ 2. Безраскосные стропильные фермы из бетона марки 800

Ферма имеет круговое очертание верхнего пояса с сечением 280×250 мм. Пояс армирован четырьмя стержнями диаметром 14 А-III. Стойки фермы сечением 280×

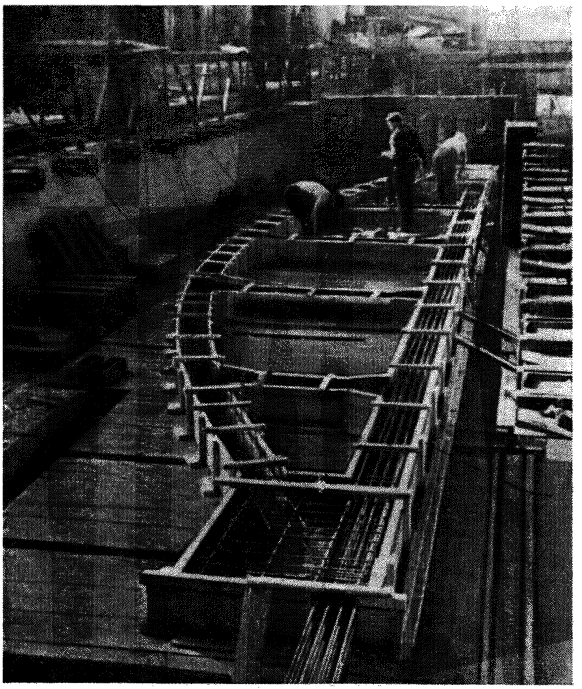


Рис. 2.2. Изготовление фермы

×250 мм армированы: 6Ø16 A-III — первая, 6Ø22 A-III — вторая от опоры стойка и 6Ø25 A-III — средняя стойка.

Нижний пояс фермы сечением 280×280 мм выполнен предварительно-напряженным; напрягаемой арматурой являются 16 канатов (семипроволочных прядей) класса К-7 (ГОСТ 13840—68). Контролируемое натяжение на одну прядь 170 кН; общее усилие натяжения всей арматуры 2720 кН. Узлы примыкания стоек фермы к верхнему и нижнему поясам одинаковы. Чтобы увеличить жесткость рамных узлов, предусмотрено устройство вутов.

Ферма рассчитана на вес покрытия, фонаря, снега (с учетом перепада профиля покрытия) и подвесного транспорта грузоподъемностью до 3,2 т.

Опытная ферма изготовлена на стенде экспериментально-конструкторского бюро НИИСК с натяжением арматуры на упоры (рис. 2.2).

Испытания преследовали цель проверить прочность, жесткость и трещиностойкость запроектированной конструкции; для этого изучали напряженно-деформированное состояние фермы в стадии обжатия и эксплуатационной стадии; проверяли несущую способность конструкции и характер разрушения; проверяли деформативность конструкции; выявляли трещинообразование в элементах конструкции на разных уровнях загружения.

Кроме этого, надо было исследовать особенности работы безраскосной фермы при применении высокопрочного бетона, в связи с чем изучался характер нарастания деформаций и перераспределения усилий в конструкции по мере ее нагружения.

Безраскосную ферму испытывали в две стадии: на первой проверяли работу конструкции при обжатии, на второй — при действии эксплуатационных нагрузок. После отпуска предварительного натяжения арматуры (ферма при этом находилась в горизонтальном положении) фиксировали деформации бетона по оси нижнего пояса у опорного узла (для определения зоны анкеровки), а также деформации крайних волокон бетона в поясах и стойках.

В эксплуатационной стадии испытание проводили на силовой плите испытательного стенда ЭКБ НИИСК. Ферма была установлена в рабочее (вертикальное) положение.

Ферму испытывали заданным в серии I.463-3 сочета-

нием вертикальных нагрузок с пропорциональным их увеличением до разрушения конструкции по этапам:

1-й этап — создание контрольной (нормативной) нагрузки ($P_с^н$) для проверки стоек на раскрытие трещин;

2-й этап — создание контрольной (нормативной) нагрузки ($P_п^н$) для проверки трещиностойкости нижнего пояса и оценки прогибов фермы;

3-й этап — создание контрольной (расчетной) нагрузки ($P^р$) для поясов фермы и пропорциональное увеличение этой нагрузки до разрушающей.

Конструкцию загружали ступенями. Выдержку конструкции на каждой ступени загружения принимали равной 10 мин; под нормативной нагрузкой конструкция находилась 1 ч. Нагружение производили при помощи домкратов с максимальным усилием 1000 кН. Чтобы изучить напряженно-деформированное состояние фермы на всех этапах загружения, на конструкцию были наклеены электротензодатчики с базой 50 мм и установлены механические приборы. Датчики наклеивали на поверхность бетона в местах примыкания элементов к узлам, а в верхнем поясе — и посередине панелей. Механические приборы (прогибомеры и индикаторы) были установлены на конструкцию для определения прогибов узлов нижнего пояса и осадок опор, осевых деформаций удлинения нижнего пояса, а также выявления возможного проскальзывания напрягаемых прядей при возрастании нагрузки.

В ходе испытаний фиксировали появление трещин и определяли ширину их раскрытия при помощи микроскопа Бринелля.

Показания электротензодатчиков, наклеенных на конструкцию в зоне опорного узла по оси нижнего пояса, свидетельствуют о том, что длина зоны анкеровки прядевой арматуры в высокопрочном бетоне меньше, чем в обычном бетоне. Опытная величина для бетона марки 800 составила около 25 см, что в 1,8 раза меньше нормативной величины для бетона марки 500, равной 45 см.

Данные измерений деформаций крайних волокон бетона позволили оценить значение усилий, действовавших в ферме в период обжатия. Значения моментов и нормальных сил определяли в предположении упругой работы бетона, так как в стадии обжатия трещины в конструкции не возникали.

Экспериментальные значения усилий в элементах фермы хорошо согласуются с усилиями, полученными расчетом фермы в упругой стадии.

Деформативность фермы на всех этапах загружения в эксплуатационной стадии определяли с помощью прогибомеров, установленных в узлах нижнего пояса фермы. Максимальный прогиб фермы при нормативной нагрузке был равен 1,73 см, что составляет 1/1020 пролета; на сту-

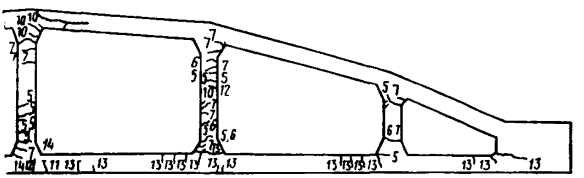


Рис. 2.3. Схема трещинообразования в ферме (цифры у трещин обозначают последовательность их появления)

пени загружения 1,4 P прогиб составил 3,83 см (1/460 l).

Схема трещинообразования в ферме приведена на рис. 2.3. Первые трещины во всех стойках, кроме первой, возникли на пятой ступени загружения, соответствующей нагрузке $P_c^н$. Ширина раскрытия трещин при этом достигала до 0,05 мм. При расчетной нагрузке ширина раскрытия трещин во второй и третьей стойках достигала 0,15 мм, а расстояние между трещинами вблизи узлов составляло 50—100 мм.

Первая трещина в нижнем поясе зафиксирована при расчетной нагрузке. Трещина 0,05 мм образовалась у среднего узла в нижней зоне пояса. При нагрузке 1,2 $P_р$ отмечено появление трещин вблизи опорного узла. Раскрытие этих трещин не превышало 0,1 мм. К моменту разрушения ширина раскрытия трещин в нижнем поясе не превышала 0,5 мм, а минимальное расстояние между трещинами было вблизи узлов и составляло около 150 мм.

Разрушение конструкции произошло при загружении ее 16-й ступенью нагрузки. Исчерпание несущей способности фермы наступило в результате разрушения верхнего пояса в месте примыкания к среднему узлу. Отно-

шение разрушающей нагрузки к расчетной составило 1,63.

Разрушившееся сечение работало по второму случаю внецентренного сжатия. Было отмечено хрупкое разрушение бетона сжатой зоны. Следует отметить, что призменная прочность бетона фермы, определившая прочность сечения, более чем в 2 раза превышала расчетную, принятую при проектировании (отношение призменной прочности к кубиковой в бетоне фермы было близко к единице, что часто [2] отмечается в высокопрочных бетонах).

Расчет безраскосной фермы с учетом опытных характеристик материалов производился на ЭВМ «БЭСМ-3М» по программе расчета стержневых систем, учитывающей неупругие свойства железобетона [24] методом последовательных нагружений. В расчете принимали характеристики, полученные испытанием образцов бетона и арматуры: $P^0_{пр}=80$ МПа; $R^0_р=45$ МПа, $E^0_б=4{,}5\cdot10^4$ МПа, $R^0_а=440$ МПа — для $\varnothing$16 А-III, $R^0_а=490$ МПа — для $\varnothing$22 А-III; $R^0_а=420$ МПа — для $\varnothing$25 А-III. Конструкцию рассчитывали последовательно на воздействие ступеней нагрузки, принятых при испытании. Расчетная схема конструкции представляла собой раму, узлы которой расположены в узлах пересечения осей стержней и в точках на грани вутов, что позволяло получить непосредственно усилия в расчетных сечениях. Круговое очертание верхнего пояса заменяли вписанной ломаной линией с введением дополнительных узлов посредине каждой панели. Жесткость элементов задавали на первом этапе расчета по геометрии приведенного сечения, а затем на каждом этапе нагружения определяли по программе [24] в функции от усилий. Жесткость узловых вставок была принята постоянной и равной максимальной жесткости, определяемой по граням вутов.

В сечениях, где возникали предельные усилия, в ходе расчета конструкции на ЭВМ вводили пластические шарниры и производили повторный расчет на ту же ступень нагрузки по скорректированной расчетной схеме. Окончательная картина образования пластических шарниров в системе приведена на рис. 2.4 *б*. Четыре шарнира образовались в стойках и два — в поясах фермы, в тех же сечениях, где отмечены были максимальные моменты, и в упругой стадии работы конструкции (рис.

2.4, *а*). При испытании вблизи этих сечений наблюдалось интенсивное трещинообразование (см. рис. 2.3). В процессе обработки результатов экспериментального исследования безраскосной фермы проверяли несущую способность ее элементов, в том числе и элементов верхнего пояса, работающего на внецентренное сжатие. При проверке прочности сечений верхнего пояса использова-

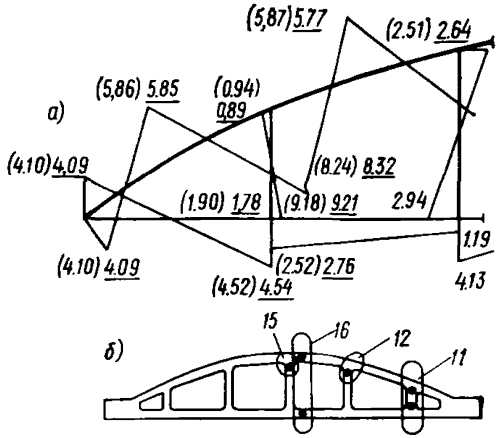


Рис. 2.4. Схема работы фермы под нагрузкой

а — эпюры изгибающих моментов в ферме от расчетной нагрузки (в предположении упругой работы — в скобках; с учетом перераспределения усилий вследствие неупругих свойств железобетона — подчеркнуто); *б* — схема образования пластических шарниров в ферме (цифрами обозначены номера ступеней загружения)

на методика расчета, предложенная НИИСК [18]. Эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны принята трапециевидной, что ближе соответствует свойствам высокопрочных бетонов. На этом основании получены расчетные формулы, позволяющие при заданной продольной силе определять предельный изгибающий момент относительно центра тяжести сечения:

$$M = \frac{z_a}{2}\left[R_{a\cdot c} F_a + \frac{(h_0 - x)}{h_0} G\right] + \\ + R_{пр}\, b \frac{x}{2t}\left[h\,(t - 0{,}5) - x\left(t + \frac{1}{3t} - 1\right)\right], \qquad (2.11)$$

где

$$x = \frac{N - R_{a\cdot c} F_a + G}{R_{пр}\, b\left(1 - \frac{1}{2t}\right) + \frac{G}{h_0}}; \qquad G = \frac{(R_{пр}\, tn + R_a \nu_б) F_a}{\nu_б};$$

x — высота сжатой зоны; M — изгибающий момент относительно центра тяжести сечения; b, h — ширина и полная высота сечения; z_a — расстояние между осями сжа-

той и растянутой арматуры; $\nu_б$ — коэффициент упругости бетона; t — параметр, характеризующий неупругие свойства бетона [18].

Предельные усилия, полученные в результате расчета сечения верхнего пояса по приведенной методике, достаточно хорошо согласуются с усилиями в сечении непосредственно перед исчерпанием несущей способности. Расхождение значений моментов (при той же нормальной силе) составило около 3%.

При проектировании типовых безраскосных ферм были приняты следующие предпосылки [19]. Расчет проводится в предположении упругой работы конструкции, а при подборе сечений учитывается перераспределение усилий путем снижения расчетных значений изгибающих моментов на 30% в верхнем поясе и на 50% в нижнем поясе. В настоящем исследовании было важно выяснить характер перераспределения усилий в системе на различных стадиях загружения в случае использования в конструкции высокопрочного бетона марки 800. Показания электротензодатчиков свидетельствуют о том, что до уровня загружения нормативной нагрузкой ($P_р^н$) работа конструкции приближалась к упругой. Величина моментов, полученные на этих ступенях по данным измерений и в результате расчета конструкции на ЭВМ, выполненного по упругой стадии, отличались незначительно в пределах точности измерений.

На рис. 2.4 *а* приведены эпюры моментов в ферме при расчетной нагрузке, соответствующие расчету по упругой стадии и расчету с учетом изменения жесткостей элементов фермы по мере увеличения нагрузки. Отличие в усилиях, полученные в результате двух расчетов, незначительно (до 10%). Это можно объяснить тем, что при расчетной нагрузке трещинообразование в нижнем поясе еще несущественно. Отличие характера распределения изгибающих моментов в конструкции от данных расчета по упругой стадии начинается с момента интенсивного образования трещин в нижнем поясе. Результаты расчета конструкции по программе, учитывающей неупругие свойства железобетона, показали, что непосредственно перед исчерпанием несущей способности фермы изгибающие моменты в верхнем поясе во всех расчетных сечениях существенно превышают значения моментов, определяемые по расчету с учетом упругих свойств желе-

зобетона (например, максимальный изгибающий момент увеличился с 190 до 271 кНм, т. е. на 42%). С развитием трещин моменты в нижнем поясе уменьшаются примерно на 25—50%. Это объясняется изменением соотношения жесткостей элементов фермы вследствие интенсивного трещинообразования в нижнем поясе и некоторых стойках и отсутствия трещин в верхнем поясе. С развитием неупругих деформаций железобетона изгибающие

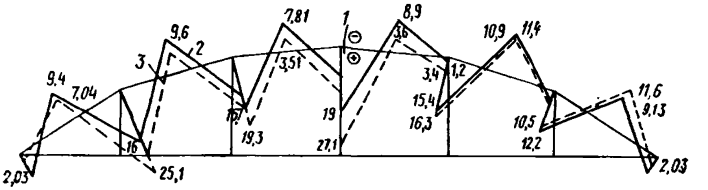


Рис. 2.5. Моменты в верхнем поясе фермы перед разрушением

1 — место разрушения; *2* — упругий расчет; *3* — упругопластический расчет (цифрами обозначены изгибающие моменты);

моменты в некоторых сечениях стоек уменьшаются, а в некоторых — увеличиваются, что объясняется различным характером их работы под нагрузкой. На рис. 2.5 приведена сравнительная картина расчетных эпюр изгибающих моментов в верхнем поясе с учетом и без учета неупругих свойств железобетона.

Результаты свидетельствуют о том, что принятое при проектировании значение перераспределения изгибающих моментов в верхнем поясе (уменьшение на 30% по сравнению с расчетом по упругой стадии) неправильно: отмечено значительное возрастание изгибающих моментов перед разрушением. Наряду с этим следует отметить, что значения нормальных сил в элементах фермы при расчете и по упругой схеме и с учетом неупругих свойств материалов практически не изменились.

Оценивая характер разрушения, необходимо отметить, что к моменту исчерпания несущей способности в поясах конструкции образовалось, согласно расчету, два пластических шарнира — по-одному в верхнем и нижнем поясе у средней стойки (см. рис. 2.4, *б*). Чтобы выяснить, могло ли перед разрушением конструкции образоваться столько пластических шарниров, сколько достаточно для превращения системы в механизм, был про-

веден расчет на нагрузку больше разрушающей на 2%. В расчетную схему фермы был введен пластический шарнир в разрушившемся сечении с приложением в этом шарнире предельного момента. При этой нагрузке дополнительные пластические шарниры не возникали (усилия не достигали предельных). Это подтверждает хрупкий характер разрушения конструкции.

§ 3. Исследование напряженного состояния предварительно-напряженных ферм в доэксплуатационной стадии

Ниже приведены результаты исследований, выполненных в производственных условиях завода железобетонных изделий № 1 (Львов). Было испытано три серии конструкций: 10 натурных ферм пролетом 18 м и 14 моделей ферм пролетом 4 м. В I серию вошли типовые фермы пролетом 18 м серии ПК-01-129 (68), в III серию включены фермы, запроектированные с меньшим по сравнению с фермами I серии сечением нижнего пояса (250×150) и количеством напрягаемой арматуры (табл. 2.1). Во II серии испытывали модели ферм, аналогичные фермам I и III серии по геометрической схеме, относительным величинам обжатия (η) нижнего пояса и схемам загружения при испытании. Фермы или модели в каждой серии отличались размером относительного обжатия и процентом армирования (табл. 2.1, 2.2).

В результате обработки данных о сроках хранения ферм на складе готовой продукции некоторых заводов ЖБИ было установлено, что максимальный срок равен 60—70 сут. Поэтому после этого периода выдержки на складе готовой продукции опытные фермы I и III серии были испытаны с определением усилия образования трещин в нижнем поясе. При изготовлении ферм I и III серии на открытых полигонах короткий стенд завода с железобетонной распорной балкой и металлическими упорами был дополнительно оборудован двумя гидравлическими динамометрами сжатия на 2000 кН каждый.

Модели II серии изготовляли в специальной силовой металлической форме. Передача усилия обжатия всех серий осуществлялась домкратами плавно и ступенями.

Методика исследований имела цель приблизить условия проведения испытаний в процессе изготовления и хранения предварительно-напряженных ферм к обычным

Таблица 2.1

Характеристика опытных образцов

Шифр образца	Количество, диаметр и класс арматуры	Начальное: контролируемое напряжение σ_0, МПа	Начальное: напряжение в бетоне при обжатии $\sigma_б$, МПа	Относительное обжатие $\eta = \frac{\sigma_б}{R_0}$	Средняя температура воздуха за период выдержки, °С	Средняя влажность воздуха за период выдержки W, %
		Серия I				
Ф-1	4⌀25А-IIIв	450	9,15	0,263(0,236)*	17,5	77,8
Ф-2	4⌀25А-IIIв	450	8,65	0,255(0,227)	8,8	80
Ф-3	4⌀28А-IIIв	450	9,63	0,259(0,233)	16,2	75
Ф-4	3⌀28А-IIIв	450	11,1	0,307(0,280)	5,8	76,4
Ф-5	4⌀32А-IIIв	364	10,2	0,311(0,281)	14,2	75,8
Ф-6	4⌀32А-IIIв	364	9,92	0,374(0,338)	—4,2	84,6
		Серия II				
Фм-1а,б	1⌀14А-IIIв	502	8,7	0,224	12,3	72,2
Фм-2а,б	1⌀18А-IIIв	502	13,68	0,351	13,7	72,3
Фм-3а,б	1⌀22А-IIIв	502	18,8	0,495	22,8	73,7
Фм-4а,б	1⌀25А-IIIв	502	23,5	0,700	20,5	72,7
Фм-5а,б	1⌀25А-IIIв	491	22,95	0,664	12,5	59,7
Фм-6а,б	1⌀25А-IIIв	569	26,3	0,787	18,2	63,4
		Серия III				
Ф-I	3⌀25А-IIIв	492	12,92	0,388(0,343)*	4,1	88,5
Ф-II	3⌀28А-IIIв	544	18,08	0,538(0,494)	5,4	85,8
Ф-III	3⌀36А-IIIв	489	22,85	0,672(0,634)	7,4	85,8
Ф-IV	3⌀36А-IIIв	547	26,7	0,924(0,877)	4,5	88,5

* В скобках даны значения с учетом собственной массы; для образцов II серии все характеристики выведены как средние по двум образцам.

заводским условиям. На каждом из этапов изготовления и хранения ферм определяли потери напряжения в арматуре (от деформации анкерных устройств, температурного перепада при тепловой обработке, усадке и ползучести бетона в период хранения и т. д.).

Хранили (выдерживали) натурные фермы I и III серии в условиях открытого заводского склада готовой продукции, а модели ферм II серии в течение всего периода выдерживали в закрытом помещении (в цехе),

Таблица 2.2

Прочностные характеристики бетона

Шифр образца	Прочностные и деформативные характеристики бетона при обжатии, МПа				
	R	R	$R_т^0$	$R_т^0$	$E_б \cdot 10^5$
			Серия I		
Ф-1	34,8	19,8	7,6	12,6	0,293
Ф-2	33,9	18,2	7	11,2	0,298
Ф-3	37,2	24,7	9,2	14,5	0,279
Ф-4	36,2	23,5	9	13,8	0,283
Ф-5	32,8	26,3	10,3	15	0,361
Ф-6	26,5	14,2	6,6	10	0,281
			Серия II		
Фм-1а,б	38,8	27,2	11,2	19,7	0,303
Фм-2а,б	39	34,6	14,5	25,8	0,356
Фм-3а,б	38	31,2	12,8	24,7	0,369
Фм-4а,б	33,5	25,2	9,7	17	0,359
Фм-5а,б	34,8	25,4	10,8	17,3	0,362
Фм-6а,б	33,5	25,6	10,5	18,3	0,323
			Серия III		
Ф-I	33,3	20,4	7,7	13,8	0,333
Ф-II	33,6	24,2	8,8	15,8	0,34
Ф-III	34	25,4	8,8	17,8	0,352
Ф-IV	28,9	20,6	8	13	0,329

т. е. в условиях, близких к лабораторным. Во время выдержки ферм I и III серии приборы защищали от повреждений и атмосферных осадков металлическими сетками и деревянными коробами. Одновременно с испытаниями ферм определяли деформации усадки армированных и неармированных бетонных призм с размерами 10×10×50 и 20×20×80, которые находились в тех же температурно-влажностных условиях, что и фермы I и III серии.

Через 70—100 сут хранения фермы и модели испытывали в рабочем положении. При испытаниях тщательно фиксировали момент появления первой трещины в нижнем поясе ферм. При испытании моделей ферм II серии,

а также при испытании призм при обжатии бетона применяли также тензорезисторы и ультразвуковую аппаратуру.

С помощью динамометров, установленных на упорах стенда, были получены данные о снижении начального контролируемого напряжения на свободных участках арматуры ферм I и III серии в процессе тепловой обработки. Так как прямых замеров потерь предварительных напряжений от перепада температур не было сделано, опытные потери определены по усилию образования трещин $N_{\tau}^{оп}$ вычитанием из суммарных потерь величин потерь от ползучести и усадки.

Подсчитанные таким образом данные, а также расчетные величины, вычисленные по разным формулам, приведены в табл. 2, 3. Из нее видно, что расчет по [28] дает завышенные потери. Величины потерь, подсчитан-

Таблица 2.3

Сравнение опытных и расчетных потерь напряжений в арматуре от температурного перепада при тепловой обработке бетона ферм

Шифр образца	Опытные потери от перепада температур σ_{τ}, МПа	Рассчитанные по [28] $\sigma_{\tau}=20\Delta T$, МПа	Расхождение опытных потерь с вычисленными по [28], %	Рассчитанные по [12] потери $\sigma=12{,}5\ \Delta T$, МПа	Расхождение опытных потерь с вычисленными по [12], %	Фактический перепад температур ΔT, °С
			Серия I			
Ф-1	63	110	—85,8	69	—8	55
Ф-2	74	115	—58,2	72	+4	57,6
Ф-3	76	111	—55,3	69	+9,2	55,8
Ф-4	64	96	—57,8	59	+9,4	47,4
Ф-5	79	121	—66,9	74	+7,6	59,2
Ф-6	88	111	—37,5	69	+21,6	55,7
			Серия III			
Ф-I	89	132	—48,3	82	19	65,9
Ф-II	81,5	120	—47,2	75	+9,2	59,9
Ф-III	88	130	—47,8	81	+9,1	64,8
Ф-IV	88	135	—53,4	84	+5,7	67,4

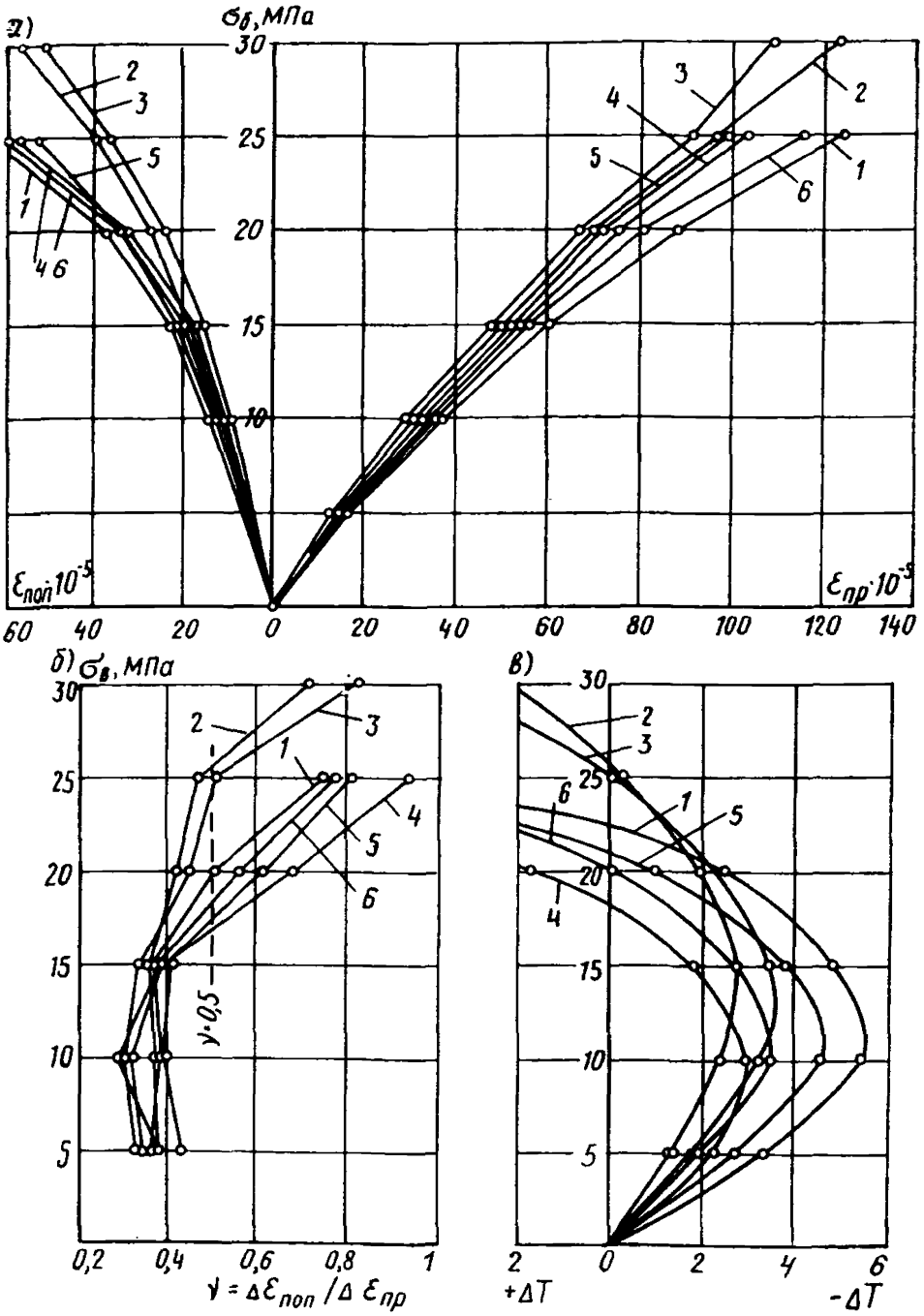


Рис. 2.6. Результаты испытаний призм опытных образцов серии II при передаче усилия с упоров на бетон

а — поперечные и продольные деформации; *б* — дифференцированные коэффициенты поперечной деформации (по [3]); *в* — приращение времени прохождения ультразвука; *1—6* — опытные кривые соответственно для моделей ферм ФМ-1а, б — ФМ-6а, б

ные по $N_т^{оп}$, хорошо совпадают с потерями, подсчитанными по рекомендациям работы [12].

При передаче усилия обжатия бетона ферм I и III серии измеряли продольные и поперечные деформации бе-

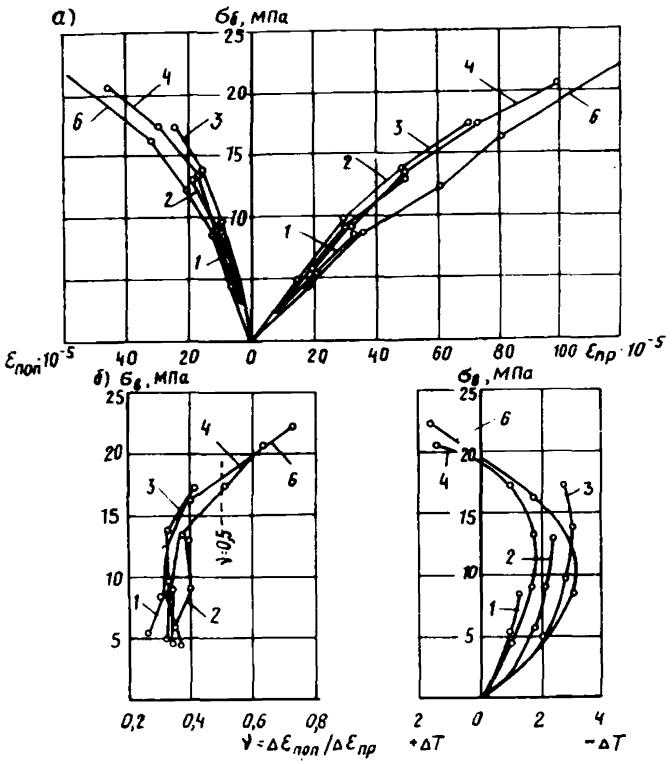


Рис. 2.7. Опытные данные при обжатии нижнего пояса моделей ферм серии II

а — поперечные и продольные деформации; *б* — дифференцированные коэффициенты поперечной деформации; *в* — приращение времени прохождения ультразвука;
1—6 — опытные кривые соответственно для ферм ФМ-1а, б; ФМ-2а, б; ФМ-4а, б; ФМ-6а, б

тона и арматуры, а при передаче усилия обжатия на бетон моделей II серии — скорость прохождения ультразвука.

На рис. 2.6—2.8 приведены данные измерений. Сопоставление результатов при передаче усилий обжатия в

фермах с результатами испытания бетонных призм дали возможность оценить напряжения в бетоне.

Потери напряжения от неупругих деформаций при передаче усилия обжатия определяли по методике С. А. Дмитриева и Махто [8], а также по опытному усилию образования трещин (с учетом измеренных потерь).

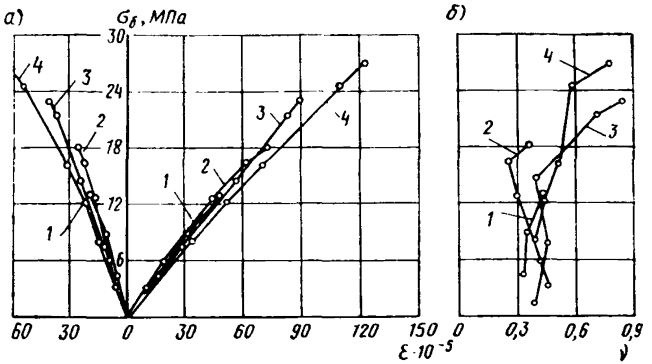


Рис. 2.8. Опытные данные при обжатии нижнего пояса ферм серии III

а — поперечные и продольные деформации; *б* — дифференцированные коэффициенты поперечной деформации; *1—4* — кривые соответственно для ферм Ф-I — Ф-IV

Из рис. 2.9 видно, что потери ($\sigma_{п.о}$), полученные при обработке результатов испытаний II и III серии двумя указанными способами близки по величине. В фермах III серии фактические потери $\sigma_{п.о}$ определялись только по [8] с учетом замеренных величин.

Обработка данных I серии, в которых фермы имели малую интенсивность обжатия нижнего пояса, выявила значительный разброс величин деформаций при передаче усилия обжатия.

В дальнейшем были сопоставлены опытные потери в образцах II и III серии с рассчитанными по [8, 13].

Табл. 2.4 свидетельствует об удовлетворительном совпадении полученных величин. Превышение опытных потерь $\sigma_{п.о}$ в некоторых случаях можно объяснить длительностью самого процесса передачи обжатия (1—1,5 ч); в течение этого времени, очевидно, и проявились

Таблица 2.4

Опытные и расчетные потери напряжений в арматуре от ползучести бетона во время обжатия

Шифр образца	Деформации бетона при обжатии $\varepsilon_{об} \cdot 10^{-5}$	Произведение $\varepsilon_{об} E_{ан}$, МПа	Упругое падение напряжений в арматуре $\sigma_{а.у} = n\sigma_б$, МПа	Потери напряжений $\sigma_{п.о}$, МПа	Расчет потерь по предложениям [26], МПа	Расхождение опытных данных с рассчитанными по [26], %
Серия I						
Ф-1	29,2	54	58	—	—	—
Ф-2	33,6	60	51	—	—	—
Ф-3	32,1	59	64	—	—	—
Ф-4	35,1	66	73	—	—	—
Ф-5	31,9	62	55	—	—	—
Ф-6	36	68	66	—	—	—
Серия II						
Фм-1а, б	32,8	65	49,3	15,7	11,2	+28,6
Фм-2а, б	49,5	99	76,7	22,3	17,5	+23,6
Фм-3а, б	70,1	142,2	103,5	38,7	24,8	+25,9
Фм-4а, б	99	194	132,5	61,5	45	+26,9
Фм-5а, б	92,6	186,5	127,5	59	40	+32,2
Фм-6а, б	120,2	243	165	78	58	+25,7
Серия III						
Ф-I	47	92,5	74,5	18	19,4	—7,8
Ф-II	72	142,5	105,5	37	26,9	+27,3
Ф-III	89	174,5	127,5	47	41	+12,8
Ф-IV	123	238,6	157,6	81	78,6	+3

большие деформации ползучести, которые бывают при быстрой передаче усилия обжатия с упоров на бетон.

В работах [13, 15] отмечалось, что деформации ползучести и усадки пропаренного бетона меньше, чем у бетона нормального твердения, и соответственно меньше потери предварительных напряжений. Поэтому можно было предположить, что и в конструкциях заводского изготовления потери также меньше, чем в лабораторных образцах, которые в подавляющем большинстве случаев изготовляли в условиях нормального твердения бетона.

Таблица 2.5

Опытные и расчетные потери напряжений от усадки и ползучести бетона при длительной выдержке

Шифр образца	Опытные		Расчетные потери, МПа, по предложениям				Расхождение опытных потерь с расчетными, %, по предложениям			
	деформации усадки и ползучести $\varepsilon_{y+п} \cdot 10^{-5}$	потери напряжения от усадки и ползучести $\sigma_{п.п}+\sigma_{п.у}$, МПа	[28]	[14, 22]	[26]	[13]	[28]	[14, 22]	[26]	[13]
Серия I										
Ф-1	24,8	46	84	45	76	68*	—82,6	+2,2	—65,2	—47,8
Ф-2	21	38	79	40	75	67	—108	—5	—97,4	—76,4
Ф-3	27,1	50	88	51	78	68	—76	—2	—56	—36
Ф-4	30,5	57	113	53	88	76	—98,3	+7	—54,4	—33,4
Ф-5	22,6	44	81	47	84	76	—84,2	—6,8	—21	—72,8
Ф-6	26,2	50	90	45	90	84	—80	+10	—80	—68
Серия II										
Фм-1а, б	35,6	70,5	88	84**	85	78	—24,8	—19,2	—20,6	—10,7
Фм-2а, б	47,5	95	123	108	110	100	—29,5	—13,7	—15,8	—5,3
Фм-3а, б	60,1	122	138	131	139	124	—13,1	—7,4	—13,9	7,6
Фм-4а, б	84,5	166	294	170	200	176	—75,2	—2,4	—20,5	—6
Фм-5а, б	75,8	152,5	269	151,5	184	162,5	—69,8	+0,6	—20,6	—6,5
Фм-6а, б	97	196	382	—	235	205,5	—95	—	—19,9	—4,8
Серия III										
Ф-I	19,7	38	105	64	108,5	88,5	—176,4	—68,3	—185,5	—732,8
Ф-II	24,2	48	133	86	139	114	—177	—83,4	—189,5	—137
Ф-III	30,5	60	222	100	174	144	—270	—66,7	—190	—140
Ф-IV	43,3	84	400	111	271	227	—376	—32,2	—223	—170,3

* Потери от усадки бетона через 100 дн приняты 30 МПа, поправочные коэффициенты определены по [13].

** Опытные образцы II и III серии рассчитывали по методическим указаниям [14] с учетом опытных потерь $\sigma_{п.о}$.

Испытания ферм и моделей из пропаренного бетона показали снижение деформации ползучести по сравнению с ползучестью бетона, твердевшего в нормальных условиях.

Из табл. 2.5 следует, что на потерях от ползучести и усадки сказался не только способ ускорения твердения бетона, но и условия хранения образцов ферм и моделей. Так, в фермах I и III серии, которые хранились на открытом складе готовой продукции (фермы I серии хранились в течение года и температурно-влажностные условия хранения шести ферм были различными), даже при одинаковых относительных обжатиях потери оказались меньше, а скорость затухания больше, чем в моделях II серии, находившихся все время в закрытом помещении (в цехе). Кривые (рис. 2.10) деформации ползучести и усадки аналогичны по очертанию кривым, полученным в лабораторных условиях. Значительно меньшими оказались и деформации усадки бетонных и армированных призм размером 20×20×80 см, хранившихся в тех же условиях открытого склада. Очевидно, по этой же причине подсчитанные суммарные потери от ползучести и усадки оказались больше опытных потерь в фермах I серии, где относительные обжатия бетона η были невысокими. Характерно, что на некоторых этапах были замечены даже деформации обратного знака (набухание бетона).

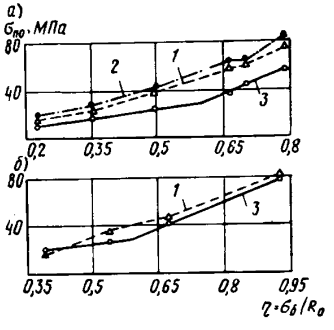


Рис. 2.9. Сопоставление опытных и расчетных потерь $\sigma_{п.о}$
а — серия II; *б* — серия III; *1* — опытные потери, найденные по [8]; *2* — опытные потери, найденные по усилию образования трещин; *3* — расчетные потери по [26]

Таким образом, наряду со снижением деформации ползучести и усадки пропаренного бетона по сравнению с бетоном нормального твердения на величины деформаций влияют температурно-влажностные условия и масштабный фактор. Это установлено при сравнении

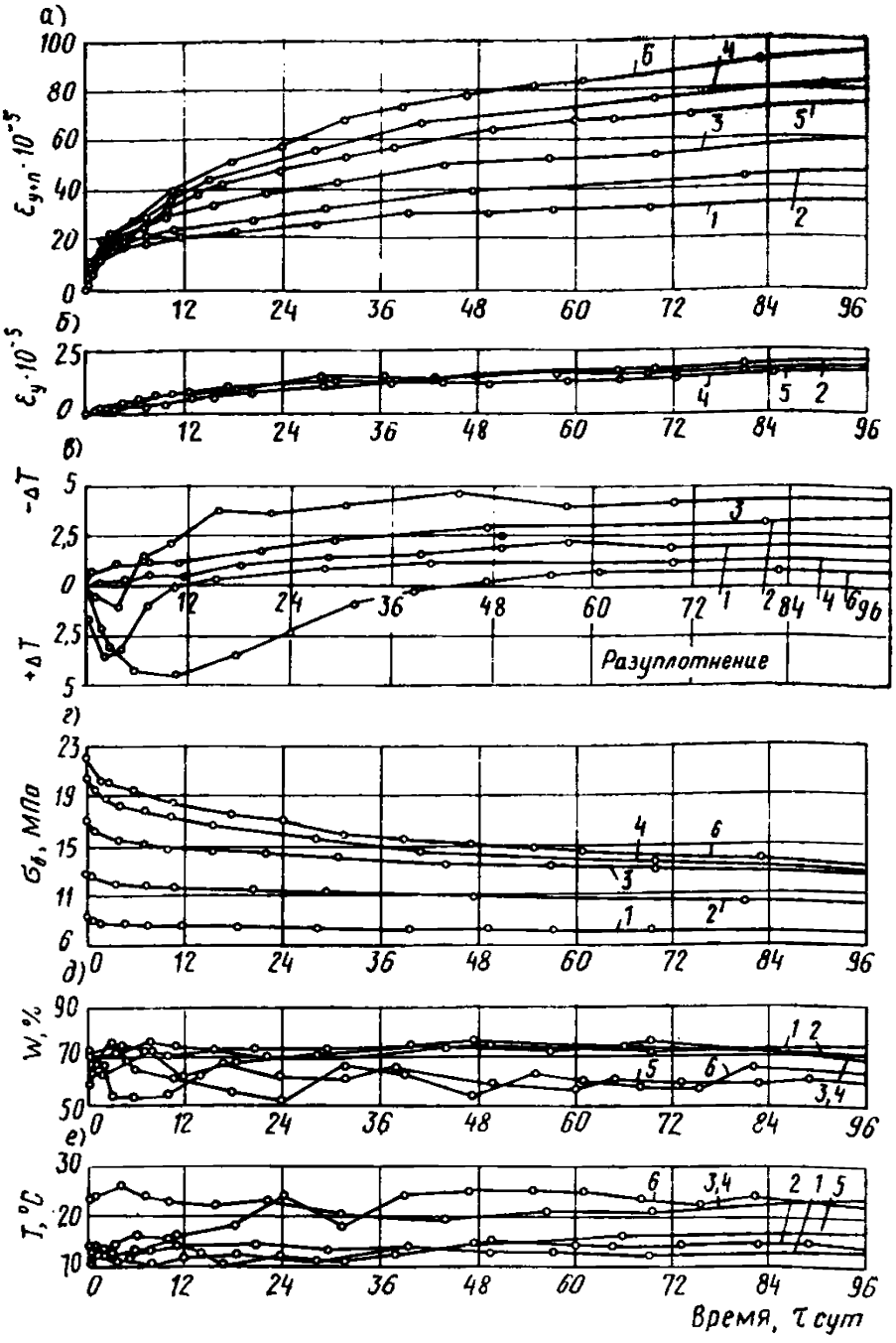


Рис. 2.10. Изменение напряженного состояния во времени нижнего пояса моделей ферм серии II

а — опытные деформации усадки и ползучести бетона; *б* — опытные деформации усадки; *в* — изменение приращения времени прохождения ультразвука; *г* — уменьшение напряжений в бетоне с течением времени; *д* — влажность окружающей среды; *е* — температура окружающей среды; *1—6* — опытные данные соответственно для моделей ферм Фм-1а, б — Фм-6а, б

данных испытаний по сериям I и III с моделями серии II при одинаковых величинах относительного обжатия.

Сравнение полученных из опыта данных с расчетными величинами, подсчитанными по [13, 14, 26, 28],

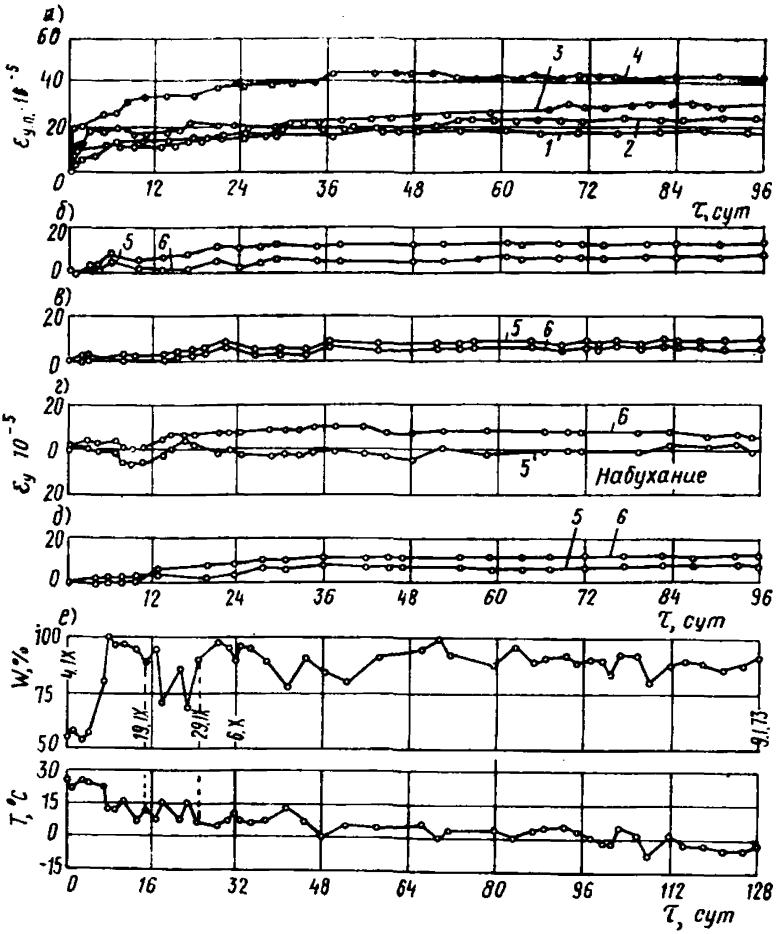


Рис. 2.11. Изменение напряженного состояния во времени нижнего пояса натурных ферм серии III

а — опытные деформации усадки и ползучести; *б—д* — опытные деформации усадки неармированных и армированных призм соответственно для ферм Ф-I — Ф-IV; *е* — влажность и температура воздуха за весь период выдержки ферм; *1—6* — опытные величины соответственно для ферм Ф-I — Ф-IV

приведено в табл. 2.5. Опытные потери от ползучести и усадки в моделях серии II, которые хранились в условиях, близких к лабораторным, мало отличаются от расчетных величин. Лучшее совпадение опытных величин с

расчетными было получено по предложениям [26] и рекомендациям работы [13], в которых предлагается учитывать снижение потерь от ползучести и усадки пропаренного бетона. То же можно отметить и при сравнении только деформаций, а следовательно, и потерь от усадки образцов, которые хранились в цехе в условиях, близких к лабораторным.

Иная тенденция наблюдается при сравнении опытных данных для образцов I и III серии с расчетными. При одинаковой интенсивности обжатия в реальных фермах III серии суммарные деформации усадки и ползучести меньше, чем в моделях II серии, а стабилизация их во времени происходит быстрее.

Наибольшее приближение опытных потерь (при невысоких интенсивностях обжатия) и расчетных получается при вычислении по [22], но с увеличением интенсивности обжатия расхождение между опытными и расчетными величинами увеличивается.

Наибольшее отклонение опытных данных в фермах I и III серии от расчетных наблюдается при определении их по [28]. Это можно объяснить неучетом фактических условий хранения в доэксплуатационный период. Очевидно, после накопления данных о влиянии разнообразных условий хранения предварительно-напряженных конструкций следует учитывать и эти факторы.

На моделях II серии было проведено исследование изменения структуры бетона в процессе создания обжатия нижнего пояса и длительного их хранения с помощью ультразвуковой аппаратуры.

Из рис. 2.10 видно, что интенсивность обжатия бетона $\sigma_б$ моделей (Фм-4а, б — Фм-6, а, б) значительна, поэтому в бетоне образовались микротрещины. В течение начального периода выдержки (хранения) после сбжатия это приводило к разуплотнению структуры бетона, что было отмечено увеличением приращения времени прохождения ультразвука. Однако в дальнейшем было зафиксировано уменьшение времени прохождения ультразвука — процесс разрушения бетона прекратился, т. е. произошло как бы уплотнение бетона в образцах-моделях с

$$\sigma_б = (0{,}933 \ldots 1{,}025)\, R_{пр}. \qquad (2.12)$$

В данном случае, очевидно, сказалось уменьшение напряжений в бетоне вследствие проявления потерь на-

пряжения в арматуре от усадки и ползучести бетона, а также снижение относительного значения обжатия η из-за нарастания прочности бетона во времени.

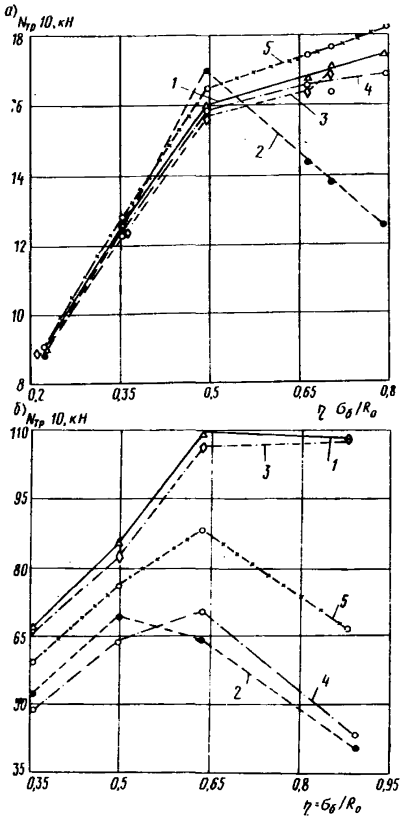


Рис. 2.12. Сравнение опытных и расчетных усилий образования трещин для образцов серии II (а) и серии III (б)

1 — опытные данные; расчетные с учетом потерь; *2* — по действующим нормам; *3* — по [14, 22]; *4* — по [26]; *5* — по [12, 13]

В моделях II серии и в фермах III серии в процессе передачи усилия обжатия на бетон начальные напряжения уменьшаются. Такое уменьшение особенно ощутимо при высоких относительных обжатиях. В конструкциях

с различной интенсивностью начального обжатия действуют почти одинаковые конечные напряжения, т. е. конечная интенсивность обжатия η составляет 0,312—0,413 даже при начальной интенсивности 0,787—0,929. Испытания показали, что доведение начальных напряжений обжатия до призменной ($\sigma_б = 1{,}025\ R_{пр}$ — во II серии, $\sigma_б = 1{,}063\ R_{пр}$ — в III серии) не оказалось заметным образом на их прочности при обжатии.

Усилие образования трещин в нижних поясах ферм возрастает почти пропорционально увеличению обжатия, когда η не превышает 0,5—0,7. Дальнейшее повышение η (рис. 2.12) [4] неэффективно из-за чрезмерного развития потерь и не приводит к повышению трещиностойкости. Среднее значение η, равное 0,6, можно, очевидно, считать оптимальным для центрально-обжатых элементов. Оно согласуется со значениями, которые рекомендованы в работе [4].

§ 4. Исследование потерь напряжения в предварительно-напряженных элементах с прядевой арматурой из бетона марки 800 (применительно к конструкциям стропильных ферм)

Одним из существенных средств увеличения трещиностойкости предварительно-напряженных конструкций является повышение уровня обжатия бетона ($\eta = \sigma_б/R_0$). Однако с повышением η значительно увеличиваются не только потери от ползучести бетона, но при длительном воздействии высоких напряжений могут изменяться и прочностные характеристики бетона. Величина обжатия до сих пор не ограничивалась, требовался лишь расчет по прочности во время передачи усилия обжатия. Благодаря работам, проведенным в НИИЖБ [4, 11] и Ростовском Промстройниипроекте [21], разработаны рекомендации, ограничивающие максимальную величину обжатия.

Исследования [4, 11, 12] проводились на образцах из бетонов средних марок (до 400), твердевших в нормальных условиях.

В течение 1971—1973 гг. лабораторией предварительно-напряженных конструкций НИИЖБ совместно с кафедрой железобетонных конструкций Днепропетровского инженерно-строительного института проводились исследования по выявлению оптимальных величин об-

жатия в конструкциях, изготовляемых из бетонов высоких марок (до 800) и армированных семипроволочными канатами (класса К-7) диаметром 15 мм.

Большинство исследований высокопрочных бетонов было проведено на образцах нормального твердения, хотя пропаривание, которому подвергаются свыше 90% объема сборных железобетонных конструкций, сказыва-

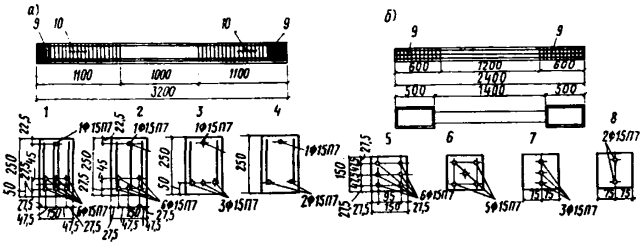


Рис. 2.13. Конструкция экспериментальных образцов

а — внецентренно-обжатые элементы; *б* — центрально-обжатые элементы; *1* — НВ-10а, б и ПВ-10а, б; *2* — НВ-0,8а, б и ПВ-0,8а, б; *3* — НВ-0,5а, б и ПВ-0,5а, б; *4* — НВ-0,3а, б и ПВ-0,3а, б; *5* — НЦ-10а, б и ПЦ-10а, б; *6* — НЦ-0,8а, б и ПЦ-0,8а, б; *7* — НЦ-0,5а, б и ПЦ-0,5а, б; *8* — НЦ-0,3а, б и ПЦ-0,3а, б; *9* — сетки; *10* — каркас

ется на свойствах бетона. До сих пор нет единого мнения о том, в каких температурно-влажностных условиях должно происходить твердение высокопрочного бетона. Есть, например, предложения [2] об исключении пропаривания бетона.

Для приближения результатов испытаний к заводским условиям в описываемых исследованиях половину образцов готовили с пропаривания, а другую половину — при нормальном твердении. Такая методика позволила кроме сравнения характеристик бетона, твердевшего в разных условиях, установить также и связь с данными других исследований, в которых использовались только нормальные температурно-влажностные условия при твердении бетонов.

Были изготовлены внецентренно-обжатые образцы, представляющие собой балки, и центрально-обжатые образцы — «восьмерки». Уширения центрально-обжатых образцов заключены в металлические коробки для удобства установки в захваты специальной установки для испытания образцов на растяжение (рис. 2.13).

Чтобы изучить влияние обжатия бетона на потери предварительного напряжения (и трещиностойкость), были выбраны четыре уровня обжатия $\eta=\sigma_б/R_0$. Выбор уровней обжатия соответствовал соотношениям η, применяемым в типовых конструкциях промышленного и гражданского строительства: плиты покрытий и настилы перекрытий $\sigma_б/R_0=0{,}25...0{,}4$; стропильные фермы $\sigma_б/R_0=0{,}5...0{,}65$; двускатные стропильные балки $\sigma_б/R_0=$ $=0{,}6...0{,}7$.

Одновременно с предварительно-напряженными изготовляли и обычные образцы-близнецы с различным количеством арматуры, соответствующим образцам с разным уровнем обжатия, что позволило, зная деформации усадки, выделить потери от ползучести в предварительно-напряженных образцах. Основные характеристики опытных образцов приведены в табл. 2.6 и 2.7.

Для приготовления бетона применяли портландцемент Ново-Здолбуновского цементно-шиферного комбината (ГОСТ 10178—62) с активностью 56 МПа; кварцевый песок (Просяновского карьера) крупностью $M_к=$ $=3{,}3$; щебень гранитный (Токовского карьера) двух фракций: 5—10 мм—25%, 10—20 мм—75%. Расход материалов на 1 м³ бетонной смеси: цемента — 550 кг, песка — 412 кг, щебня — 1260 кг, воды — 181 л, $В/Ц=$ $=0{,}33$, ССБ — 1,1 кг/сух. вещ.

Было установлено, что в период пропаривания по результатам испытаний горячих кубов с ребром 10 см уже через 18 ч после укладки бетонной смеси прочность составляет 75% марочной, и к этому времени может быть произведена передача усилия обжатия на бетон. Бетон нормального твердения достигал такой прочности только через 6—7 сут.

Результаты испытания призм показали, что модуль упругости пропаренного бетона на 5—6% ниже той же характеристики для бетона нормального твердения; сравнение опытных значений с подсчитанными по различным формулам (Графа, Уокера и Роша) показывают, что для высокопрочных бетонов марки 800 наилучшую сходимость дает формула Роша, которой целесообразно пользоваться для определения модуля упругости бетона нормального твердения. Соответственно модуль упругости пропаренного бетона рекомендуется принимать на 8—10% меньше.

Таблица 2.6

Основные характеристики внецентренно-обжатых образцов

Условия твердения	Марка образца	Площадь арматуры, см²		Процент армирования			Напряжение в арматуре перед отпуском, МПа		$\sigma_{б_0}$, МПа	$\frac{\sigma_{б_0}}{R_0}$	$\frac{\sigma_{б_0}}{R_{пр}}$
		$F_н$	$F'_н$	$\mu_н$	$\mu'_н$	μ	σ_{01}	σ'_{01}			
Пропаривание: R_0= =62 МПа, $R_{пр}$=45,5 МПа	ПВ-10а	8,574	1,429	2,96	0,49	3,46	1195	850	42,47	0,685	0,933
	ПВ-10б	8,574	1,429	3,1	0,52	3,62	1195	850	43,7	0,705	0,961
	ПВ-08а	7,145	1,429	2,47	0,494	2,96	1195	850	36,21	0,584	0,796
	ПВ-08б	7,145	1,429	2,49	0,498	2,99	1195	850	39,1	0,631	0,859
	ПВ-05а	4,287	1,429	1,5	0,5	2	1100	400	23,14	0,373	0,509
	ПВ-05б	4,287	1,429	1,48	0,49	1,97	1100	400	23,18	0,378	0,516
	ПВ-03а	2,858	1,429	0,98	0,49	1,46	1100	400	16,13	0,26	0,354
	ПВ-03б	2,858	1,429	0,99	0,496	1,49	1100	400	15,14	0,244	0,333
	ПВу-6	—	—	—	—	3,59	—	—	—	—	—
	ПВу-2	—	—	—	—	1,48	—	—	—	—	—
Нормальное твердение R_0 = 63,5 МПа, $R_{пр}$ = = 46,5 МПа	НВ-10а	8,574	1,429	2,93	0,488	3,419	1165	905	40,47	0,638	0,87
	НВ-10б	8,574	1,429	2,99	0,498	3,486	1165	905	43,48	0,686	0,935
	НВ-08а	7,145	1,429	2,55	0,51	3,06	1165	905	34,54	0,545	0,743
	НВ-08б	7,145	1,429	2,46	0,49	2,95	1165	905	37,45	0,59	0,805
	НВ-05а	4,287	1,429	1,496	0,499	1,99	1110	405	20,81	0,328	0,447
	НВ-05б	4,287	1,429	1,49	0,5	1,99	1110	405	21,45	0,338	0,461
	НВ-03а	2,858	1,429	0,998	0,499	1,496	1110	405	15,35	0,242	0,33
	НВ-03б	2,858	1,429	1,01	0,5	1,51	1110	405	15,6	0,246	0,335
	НВ-6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	НВу-2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Таблица 2.7

Фактические характеристики центрально-обжатых образцов

Условия твердения	Марка образца	Площадь арматуры, см²		Процент армирования		$\sigma_{б,}$, МПа	$\frac{\sigma_{б,}}{R_{}}$	$\frac{\sigma_{б,}}{R_{пр}}$
		$F_н$	$F_а$	$\mu_н$	$\mu_а$			
Пропаривание: R_0=62,5 МПа, $R_{пр}$=46,5 МПа	ПЦ-10а	8,574	—	4	—	41	0,656	0,883
	ПЦ-10б	8,574	—	3,96	—	40,7	0,65	0,877
	ПЦ-08а	7,145	—	3,42	—	36,9	0,591	0,794
	ПЦ-08б	7,145	—	3,32	—	34,9	0,56	0,751
	ПЦ-05а	4,287	—	1,89	—	21	0,337	0,453
	ПЦ-05б	4,287	—	1,94	—	21,6	0,346	0,485
	ПЦ-03а	2,858	—	1,3	—	14,9	0,239	0,322
	ПЦ-03б	2,858	—	1,28	—	14,8	0,237	0,318
	ПЦу-6а	2,858	8,574	—	3,98	—	—	—
	ПЦу-6б	2,858	8,574	—	3,91	—	—	—
	ПЦу-2а	—	2,858	—	1,3	—	—	—
	ПЦу-2б	—	2,858	—	1,29	—	—	—
Нормальное твердение R_0=64 МПа, $R_{пр}$=48 МПа	НЦ-10а	8,574	—	4,03	—	42,4	0,664	0,886
	НЦ-10б	8,574	—	3,96	—	41,7	0,65	0,87
	НЦ-08а	7,145	—	3,26	—	35,3	0,552	0,736
	НЦ-08б	7,145	—	3,32	—	35,8	0,56	0,746
	НЦ-05а	4,287	—	1,88	—	21,6	0,338	0,45
	НЦ-05б	4,287	—	1,93	—	22,2	0,347	0,462
	НЦ-03а	2,858	—	1,36	—	15,2	0,238	0,317
	НЦ-03б	2,858	—	1,25	—	14,8	0,232	0,309
	НЦу-6а	—	8,574	—	3,93	—	—	—
	НЦу-6б	—	8,574	—	3,94	—	—	—
	НЦу-2а	—	2,858	—	1,25	—	—	—
	НЦу-2б	—	2,858	—	1,28	—	—	—

Напряженное состояние образцов оценивалось по изменению усилия в свободных участках арматуры в период подъема температуры и изотермического прогрева, измеренного с помощью специальных месздоз, установленных под каждым зажимом. Чтобы контролировать втягивание прядей в период тепловой обработки и вытягивание при охлаждении, в торце образца были установлены индикаторы.

На основании изменения напряжений в арматуре по средним показаниям месздоз, установленных под пряди образцов ПВ-10а, б и ПВ-08а, б, а также изменения температуры паровоздушной среды в камере и температуры наружного воздуха было установлено па-

дение напряжений в арматуре, которое начинается при повышении температуры в камере. Можно отметить различие кривых изменения напряжений на свободном участке арматуры, построенной по фактическим показаниям мессдоз и кривой, подсчитанной по формуле Норм [28]:

$$\sigma_7 = 20\Delta t. \tag{2.13}$$

Эти данные показывают, что формула (2.13) дает завышение значения потерь от перепада температур. Лучшее совпадение с опытными данными дает формула, предложенная в работе [12] и включенная в [29]:

$$\sigma_7 = 12{,}5\Delta t. \tag{2.14}$$

Можно отметить также, что потери напряжения при изготовлении конструкций из высокопрочного бетона марки 800 будут значительно ниже, чем потери в конструкциях из марок 300—500 в связи со значительной начальной прочностью перед подъемом температуры и быстрым ее ростом.

Потери от ползучести и усадки, подсчитанные по выражению

$$\sigma_{п2} = (\varepsilon_у + \varepsilon_{п.п}) E_а, \tag{2.15}$$

не соответствуют их фактическому значению. Это несоответствие было отмечено в работе [8], где предложено для подсчета фактических потерь предварительного напряжения пользоваться выражением

$$\sigma^{ф}_{п2} = \varepsilon_t E_а - n_t \sigma_{бt}, \tag{2.16}$$

где $\varepsilon_t = \varepsilon_1 + \varepsilon_{п.п} + \varepsilon_у$ — суммарные деформации, в том числе и деформации обжатия, измеренные за время t.

Исследования и анализ, представленные в [11], показали, что такой подход позволяет учесть и неупругие деформации, проявляющиеся при создании предварительного обжатия бетона.

В настоящее время полные вторые потери предварительного напряжения предлагается определять по формуле

$$\sigma_{п2} = \sigma_{п.о} + \sigma_{п.п} + \sigma_у, \tag{2.17}$$

где $\sigma_{п.о}$, $\sigma_{п.п}$ и $\sigma_у$ — соответственно потери от неупругих деформаций, возникающих при обжатии бетона,

потери от ползучести и усадки, которые можно определить с помощью выражений:

$$\sigma_{\text{п.о}} = 500\eta \text{ при } \eta \leqslant a; \qquad (2.18)$$

$$\sigma_{\text{п.о}} = 1000\, b(\eta - a) \text{ при } \eta > a. \qquad (2.18')$$

Значения параметров m и n принимают по табл. 4 [29] в зависимости от марки бетона (в наших испытаниях $b=1{,}5$ и $a=0{,}6$). Деформации неупругого обжа-



Рис. 2.14. Влияние величины относительного обжатия бетона на потери предварительного напряжения арматуры в процессе обжатия бетона

I — эмпирическая кривая, построенная по формулам (2.18) (2.18′); *II* — по формуле $\sigma_{\text{п.о}}=400\eta$; *1* — ПВ-10а, б; *2* — ПВ-0,5а, б; *3* — НВ-10а, б; *4* — НВ-0,5а, б; *5* — ПВ-0,8а, б; *6*—ПВ-0,3а, б; *7*—НВ-0,8а, б; *8* — НВ-0,3а, б; *9* — ПЦ-10а, б; *10* — ПЦ-0,8а, б; *11* — НЦ-ПОа, б; *12* — НЦ-0,8а, б; *13* — ПЦ-0,5а, б; *14* — ПЦ-0,3а, б; *15* — НЦ-0,5а, б; *16* — НЦ-0,3а, б

Данные Шабановой Г. П. и Маркарова Н. А.: *III* — пропаренные образцы; *IV* — образцы нормального твердения

тия $\varepsilon_{\text{п.о}}$ нами вычислены как разность между фактическими ($\varepsilon_{\text{о}}^{\Phi}$) деформациями, замеренными сразу после передачи усилия обжатия, и упругими деформациями $\varepsilon_{\text{п.у}}$:

$$\varepsilon_{\text{о.п}} = \varepsilon_{\text{о}}^{\Phi} - \varepsilon_{\text{о.у}}, \quad \varepsilon_{\text{о.у}} = \sigma_{\text{б}}/E_{\text{б}}. \qquad (2.19)$$

Потери от неупругого обжатия, полученные из опытов, равные $\sigma_{\text{п.о}}=\varepsilon_{\text{п.о}}E_{\text{а}}$ сопоставляли с подсчитанными по формулам (2.18) и (2.18′) [29].

Из рис. 2.14 видно, что потери от неупругого обжатия в пропаренных центрально- и внецентренно-обжатых образцах во всех случаях меньше расчетных. Такая же тенденция характерна и для внецентренно-обжатых образцов нормального твердения. В пяти центрально-обжатых образцах нормального твердения опытные потери были немногим выше расчетных (на 5—10%).

Анализ данных, полученных в наших опытах, показал, что для определения потерь от неупругого обжатия (всех уровней) пропаренного бетона можно пользоваться формулой

$$\sigma_{\text{п.о}} = 400\eta. \qquad (2.19')$$

Потери $\sigma_{п.о}$ (см. рис. 2.14), подсчитанные по этой формуле, хорошо совпадают с данными, полученными в [13] для пропаренных образцов при передаче обжатия на охлажденный бетон (аналогично нашим опытам). При передаче усилия обжатия на бетон образцов нормального твердения опытные значения $\sigma_{п.о}$ выше полученных по формуле (2.19′), как и для наших образцов. Установлено, что потери $\sigma_{п.о}$ в образцах из высокопрочного бетона марки 800, прошедшего пропаривание, в среднем на 10—20% ниже, чем в аналогичных образцах нормального твердения. Такие же данные были получены в [13] для образцов из бетонов средних марок (300—400).

Потери от неупругого обжатия во всех центрально- и внецентренно-обжатых образцах нормального твердения и прошедших пропаривание не превышали 15% суммарных потерь ($\sigma_{п.о}+\sigma_{п.п}+\sigma_у$) в возрасте 100 сут и более. В опытах [11] потери $\sigma_{п.о}$ оценивались в 25% и более от суммарных потерь на 100 сут для образцов из бетонов средних марок (250—300). Меньшие значения $\sigma_{п.о}$ в наших опытах из бетонов марок 300—400 и из бетона марки 800, показывают тенденцию к снижению относительной величины потерь от неупругого обжатия с ростом прочности бетона.

Потери предварительного напряжения от ползучести в соответствии с [28] подсчитываются по формуле

$$\sigma_2 = \frac{k_1 k_2 E_2 R}{E_б R_0}\left[\sigma_{б_0} + 3R_0\left(\frac{\sigma_{б_0}}{R_0} - 0{,}5\right)\right]\beta_1; \qquad (2.20)$$

$$\beta_1 = \frac{4t}{100 + 3t}, \qquad (2.21)$$

где t — время, сут, отсчитываемое со дня предварительного обжатия конструкции. Таким образом, за 100% принимаются потери от ползучести на сотый день ($\beta_1=1$), а для стадий работы конструкций, отличающихся от 100 сут, они будут больше (или меньше), чем подсчитанные по формуле (2.20). Введение в эту формулу коэффициента β_1 позволяет точнее определять потери от ползучести в любой период времени.

Однако с увеличением применяемых в современных предварительно-напряженных конструкциях уровней обжатия бетона и появлением высокопрочных бетонов обнаружились некоторые несовершенства формулы

(2.21). Первыми отметили это авторы формулы, которые для разных уровней относительно обжатия бетона предложили в работе [11] несколько значений β_1. Предложения по уточнению коэффициента β_1 есть и в работах других исследователей.

Все формулы, предлагаемые для подсчета β_1, можно условно разделить на две группы. Первая группа включает формулы, по которым при $t=0$ $\beta_1=0$. К ней относятся формула (2.21) и формула (2.22), предложенная в работе [13] (для пропаренных бетонов):

$$\beta_1 = \frac{19t}{100+18t}. \qquad (2.22)$$

Чтобы проверить возможность применения формулы (2.21), а также других аналогичных формул, ниже дан анализ зависимости $\beta_1=f(t)$ для учета фактора времени при определении потерь предварительных напряжений от ползучести и усадки высокопрочного бетона марки 800 в различные сроки с учетом экспериментальных данных.

С этой целью опытные значения $\beta_1=\sigma_{nt}/\sigma_{t=100}$ сравнивали со значениями β_1, подсчитанными по предложениям разных авторов.

Ко второй группе относятся формулы (2.23), (2.24), (2.25) по предложениям [11] и [21]:

$$\beta_1 = 0{,}4 + \frac{3t}{100+4t}; \qquad (2.23)$$

$$\beta_1 = 0{,}2 + \frac{4{,}8t}{100+5t}; \qquad (2.24)$$

$$\beta_1 = \frac{80+4t}{180+3t}. \qquad (2.25)$$

Построение формул этой группы таково, что в момент времени $t=0$ позволяет оценивать не только потери от ползучести, но и от неупругого обжатия $\sigma_{п.о}$ при передаче усилия обжатия (быстронатекающая ползучесть), которые происходят сразу (в течение 20—30 мин) после передачи усилия обжатия. При таком подходе процесс потерь предварительного напряжения рассматривается как непрерывный, происходящий с момента обжатия до бесконечности. В этом случае потери от неупругого обжатия являются частью общих потерь от ползучести.

Таким образом, значение коэффициента β_1 при $t=0$ должно соответствовать потерям от неупругого обжатия $\sigma_{п.о}$. Например, по формуле (2.23) потери $\sigma_{п.о}$ составят 40% по формуле (2.24) — 20%, а по формуле (2.25) — 44,5% потерь на сотые сутки. В связи с тем что в наших опытах потери $\sigma_{п.о}$ не превысили в среднем

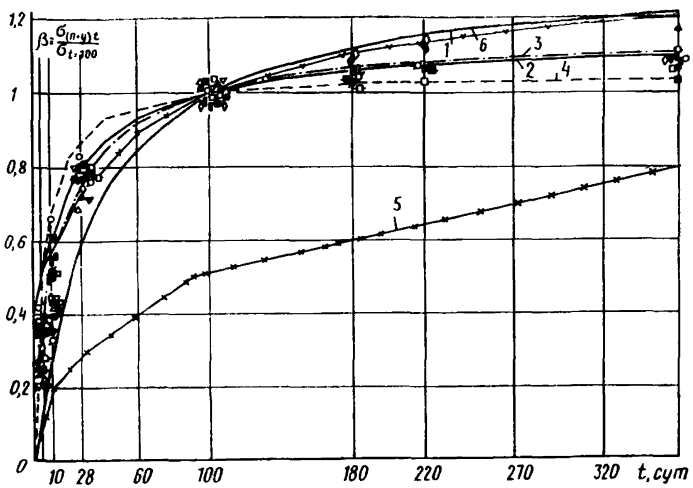


Рис. 2.15. Учет характера развития во времени значения потерь предварительного напряжения от ползучести и усадки с помощью коэффициента β

1 — $\beta_1=4t/(100+3t)$; *2* — $\beta_1=0{,}4+3t/(100+4t)$; *3* — $\beta_1=0{,}2+4{,}8/(100+5t)$; *4* — $\beta_1=19t/(100+18t)$; *5* — по СН 365-67; *6* — $\beta_1=(80+4t)/(180+3t)$ (условные обозначения опытных образцов те же, что и на рис. 2.14)

15% потерь от ползучести на сотые сутки, можно считать, что наилучшее совпадение с экспериментальными данными в рассматриваемом случае дает формула (2.24).

Результаты сравнения опытных данных и перечисленных формул по учету характера развития во времени потерь предварительного напряжения от ползучести и усадки (рис. 2.16) с помощью коэффициента β_1 приведены на рис. 2.15. На рисунке видно, что кривая *3* хорошо описывает потери от ползучести и усадки при любом уровне и сроках наблюдения до 100 сут, после этого срока значения суммарных потерь от ползучести и усадки

несколько завышены. Это можно объяснить тем, что для бетонов высоких марок (600—800) предельное значение коэффициента β_1 значительно ниже, чем для бетонов средних марок (300—500).

Из результатов наших экспериментов следует, что ветвь кривой при $t>100$ сут должна находиться между кривыми *3* и *4*. Следовательно, для высокопрочных

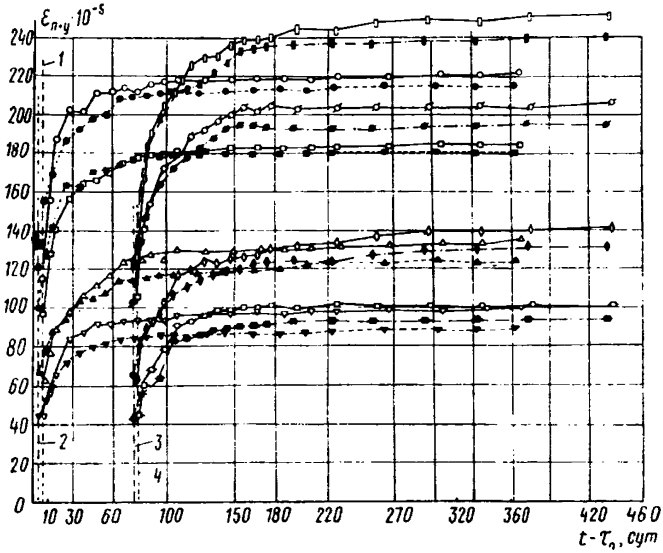


Рис. 2.16. Суммарные относительные деформации усадки и ползучести экспериментальных образцов (условные обозначения те же, что и на рис. 2.14)

1 — передача усилия обжатия на бетон (НВ); *2* — то же, пропаренных образцов (ПВ); *3* — то же, пропаренных образцов (ПЦ); *4* — то же, образцов нормального твердения (НЦ)

бетонов, особенно подвергнутых пропариванию, предельное значение β_1 должно находиться в пределах 1,1—1,12.

Опытные значения потерь от усадки при t до 100 сут также хорошо описываются кривой на рис. 2.15, а при $t>100$ сут — кривой *1*. Однако ввиду того что доля потерь от усадки при высоких уровнях обжатия составляет не более 20—25% суммарных потерь от ползучести и усадки, то для подсчета потерь в любой период времени, отличающийся от 100 сут, рекомендуется применять формулу (2.24), которая в возрасте свыше 100 сут дает небольшой запас. При невысоких уровнях обжа-

тия формула (2.24) дает удовлетворительные результаты при любом значении t.

Для исследования потерь от ползучести и усадки образцы выдерживали около 400 сут, в течение этого времени измеряли суммарные деформации образцов с помощью 16 реперов и переносной мессуры с базой 500 мм.

Деформации усадки измеряли на обычных образцах таких же размеров и с таким же количеством арматуры, как и в предварительно-напряженных образцах, а также на призмах размером $15\times15\times60$ см. Деформации простой ползучести при постоянной нагрузке определяли на призмах в пружинных установках, загруженных до уровней напряжения $(0{,}1—0{,}2)\sigma_б$, что позволило получить значения и характеристики ползучести, необходимые при подсчете потерь от ползучести и усадки по формулам теории старения.

Потери предварительного напряжения в центрально-обжатых образцах при всех уровнях обжатия на 20—25% больше, чем потери во внецентренно-обжатых. Кроме того, суммарные потери в образцах нормального твердения на 10—15% больше, чем в пропаренных.

Во внецентренно-обжатых пропаренных образцах стабилизация деформаций четко проявляется уже в возрасте 50 сут и вскоре практически заканчивается. Наоборот, в образцах нормального твердения стабилизация начинается к 70 сут и заканчивается позже на 30 сут и более.

В центрально-обжатых образцах стабилизация наступает на 20 сут позже, чем во внецентренно-обжатых. Наоборот, стабилизация деформаций в образцах-близнецах из бетона нормального твердения наступает здесь за 130 сут, а в пропаренных образцах — за 105 сут.

Экспериментальные данные потерь от ползучести сравнивали с подсчитанными по рекомендациям нормативных документов и по различным формулам для возраста 5, 10, 30, 90, 180 и 360 сут для всех 32 образцов.

Одна группа формул, а также формула СН 365-67 были получены на основе теории старения, а другая группа — на основе теории упругой наследственности. Формулы в [28, 29] основаны на результатах экспериментальных исследований.

Проделанный анализ и сравнение расчетных и фактических потерь показывают, что ни одна из теорий не

позволяет с достаточной точностью оценить потери от ползучести высокопрочных бетонов марок до 800.

Для точного подсчета потерь по формулам теории старения и упругой наследственности необходимо знать такие характеристики бетона, которыми проектировщик обычно не располагает.

Наилучшую сходимость дают эмпирические формулы по [29] (отклонения опытных и расчетных потерь не превышают 10%). Для образцов нормального твердения расчетные значения занижают потери на 12—32%. Это позволяет считать целесообразным такой подход в построении формул. Действительно, при многообразии технологических факторов, влияющих на потери, с какими приходится встречаться в действительности (центральное и внецентренное обжатие, пропаривание и нормальное твердение, условия хранения и эксплуатации и др.), применение для подсчета эмпирических формул вполне обоснованно.

Поэтому дальнейшее усовершенствование эмпирических формул, в том числе и [29], должно осуществляться при помощи введения различных коэффициентов, учитывающих вид обжатия (центральное и внецентренное), условия твердения бетона (нормальное пропаривание, электропрогрев), время выдержки до загружения, условия эксплуатации конструкции и т. д.

§ 5. Практический метод определения потерь напряжения в арматуре, возникающих при тепловой обработке предварительно-напряженных изделий стендового изготовления

Согласно действующим нормам [28], значения потерь предварительного напряжения от температурного перепада определяют по формуле

$$\sigma_7 = 20\Delta t. \qquad (2.26)$$

При этом предполагается равенство температуры арматуры и среды камеры. В типовых проектах принято $\sigma_7 = 80$ МПа. Для выполнения этого условия, согласно формуле (2.26), Δt должен быть равен 40° С.

В практике стендового изготовления, особенно на открытых полигонах, Δt превышает 40° С. Для условий термообработки изделий с $\Delta t > 40°$ С лаборатория пред-

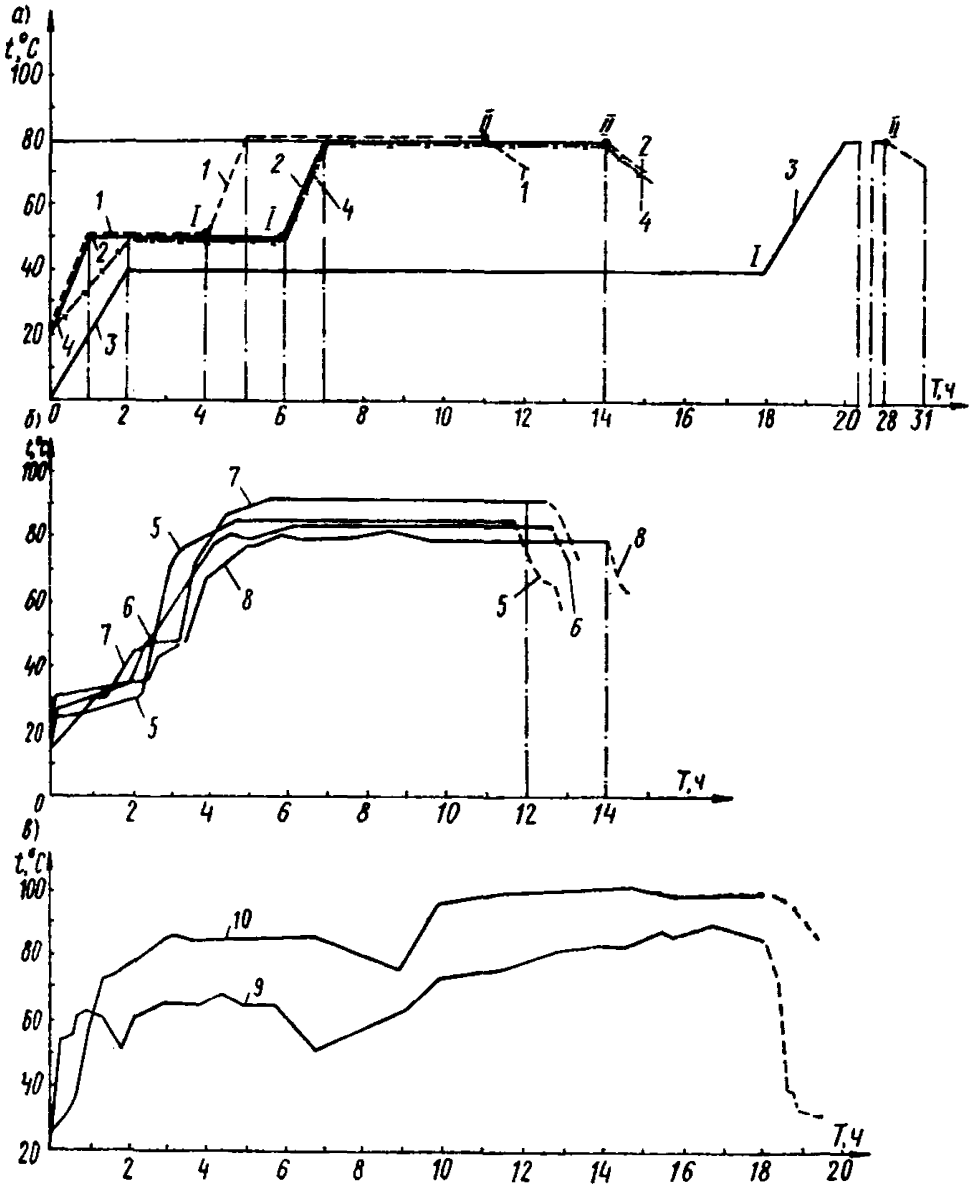


Рис. 2.17. Режимы термообработки предварительно-напряженных конструкций стендового изготовления

а — двухступенчатые режимы пропаривания по [5, 23]: *1* — в отапливаемых помещениях (20° С) для изделий из бетона марки 400; *2* — то же, марки 500; *3* — на открытых полигонах (±0° С) для марок 400—500; *4* — в отапливаемых помещениях (20° С) для марок 400—500 по [17]; *I* — конец первой — начало второй ступени; *II* — конец второй ступени термообработки; *б* — реальные режимы; *5—8* — соответственно для ферм Ф-1 — Ф-4 при автоматическом управлении пропариванием на открытом полигоне зимой при температуре наружного воздуха, близкой к ±0° С, и неполном остывании камеры; *в* — режимы пропаривания *9* и прогрева *10* термоформой фермы Ф-5

варительно-напряженных конструкций НИИЖБ на основе проведенных в 1961—1964 гг. исследований [5] предложила двухступенчатые режимы тепловой обработки и составила Указания [23] по их применению (рис. 2.17).

За 10 лет, прошедших после выхода Указаний, стендовое изготовление несколько видоизменилось. Ведущее место заняли короткие стенды, в том числе короткие

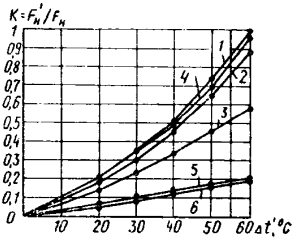


Рис. 2.18. Увеличение количества напрягаемой арматуры с ростом дополнительного температурного перепада (сверх проектного $\Delta t = 40°$ С) при изготовлении ферм в зимнее время на открытых полигонах по рекомендации [25] и Нормам [28]

1, 2 — соответственно по фермам с арматурными стержнями по серии ПК-01-129/68: ФС-24 II-4-А и 5-А; *3, 4* — то же, по серии ПК-01-129: ФС-24-6А и 7-А; *5, 6* — то же, по фермам с арматурными канатами К7 по серии ПК-01-129/68: ФС-24 II-4-П и 5-П

стенды на открытых полигонах, эксплуатируемые, как правило, круглый год.

Отсутствие приборов для автоматического управления режимом пропаривания до сих пор затрудняет применение двухступенчатого режима, а при ручном управлении график режимов оказывается сильно искаженным. Поэтому широкое распространение получили одноступенчатые режимы с температурой изотермического прогрева 70—80° С и более.

Такие режимы применялись и в зимнее время на открытых полигонах, когда температурные перепады достигали 90—110° С, значительно превышая расчетный перепад $\Delta t = 40°$ С. Исходя из необходимости сохранения при таких условиях проектной трещиностойкости изделий, приходится в ряде случаев в соответствии с рекомендациями НИИОМТП [25] и требованиями Норм [28] для компенсации повышенных потерь σ_7 добавлять дополнительную напрягаемую арматуру (рис. 2.18), что приводит к перерасходу стали.

В лаборатории предварительно-напряженных конструкций в 1971—1973 гг. проведены исследования на открытых полигонах, чтобы определить фактические потери σ_7 в изготовляемых конструкциях.

Исследования проводились при изготовлении на коротких стендах (тип А и Б) ферм серии ПК-01-129, армированных стержнями и канатами К7 (прядями) зимой при температуре наружного воздуха 0...—5° С и изотермического прогрева 80—90° С и летом при температурах соответственно 20° и 100° С с предварительной выдержкой бетона (3—4 ч) и без нее, с пропариванием в камерах или комбинированным прогревом в термоформах, при автоматическом и ручном управлении режимами термообработки.

В процессе термообработки измеряли температуру греющей среды, бетона и арматуры в конструкции (термопарами), падение усилия натяжения на свободных участках арматуры (при помощи электромеханического динамометра) и определяли рост кубиковой прочности испытанием извлекаемых из камеры кубов.

Чтобы определить действительные потери предварительных напряжений σ_7 и оценить необходимость добавления арматуры, при термообработке ферм был использован подход, разработанный в работе [5] для двухступенчатых режимов.

Потери σ_7 за первую ступень режима при отсутствии сцепления арматуры с бетоном (как для голой арматуры) рекомендовалось определять по формуле

$$\sigma_7' = 20\Delta t_1, \tag{2.27}$$

построенной по типу выражения (2.26), где Δt_1 — температурный перепад на первой ступени режима. В конце этой ступени (см. рис. 2.17) достигалась начальная прочность бетона, уже обеспечивающая на второй ступени сцепление с арматурой. В этом смысле точка *1* как бы отделяла первую ступень от качественно отличной второй ступени, на которой потери определялись по формуле

$$\sigma_7'' = \frac{X_1}{F_н + \frac{F}{n_1}} - \frac{X_1}{F_н + \frac{F}{n_2}} = \frac{X_1}{F_н} \frac{\mu (n_1 - n_2)}{(n_1\mu + 1)(n_2\mu + 1)}. \tag{2.28}$$

Эта формула отражала разность двух значений напряжения в арматуре конструкции при передаче на бетон усилия сжатия X_1, однозначного падению усилия натяжения арматуры на свободных участках при термообработке за вторую ступень, в начале и конце второй ступе-

ии при соответствующих значениях n_1 и n_2, где $n_1 = E_a/E_{б_1}$; $E_{б_1}$ — модуль деформации бетона, достигнутый к началу второй ступени при начальной прочности R_1 и интенсивности обжатия бетона $\sigma_{б_1}/R_1$ и определяемый по табличным данным работы [5] для бетона нормального твердения при обычной температуре, что согласовывалось с работой Салманова [20]; $n_2 = E_a/E_{б_2}$; $E_{б_2}$ — модуль упругости бетона, определяемый при прочности бетона R_0 в момент передачи обжатия на бетон. При этом условие передачи обжатия после термообработки (на остывший или на горячий бетон) не оговаривалось; предполагалось, что прочность в конце второй ступени $R_2 = R_0$, и использовались данные $E_б$ по Нормам [28] для бетона нормального твердения.

Применение подхода в работе [5] к реальным режимам (см. рис. 2.17, *б*), существенно отличающимся по характеру от двухступенчатых режимов, для которых он был разработан, основано на близости условий изготовления изделий по тем и другим режимам.

Так, режим *5*, приведенный на рис. 2.17, *б*, выполнен при изготовлении фермы Ф-1 из бетона марки 500 ($R_0 = 35$ МПа) на открытом полигоне зимой при температуре наружного воздуха около $\pm 0°$ С. Для таких условий, исходя из равенства температуры наружного воздуха ± 0 и начальной температуры среды камеры. Указания [23] рекомендовали режим *3* (см. рис. 2.17, *а*) длительностью 28 ч (31 ч с остыванием), который, по-видимому, послужил основанием для удлинения расчетного цикла изготовления на открытых полигонах до 1,7 сут [7].

Вместе с тем режим *5*, как и режимы *6*—*8* (см. рис. 2.17, *б*) на открытых полигонах в зимнее время, обеспечивавшие при цикле термообработки 12 ч передаточную прочность бетона $R_0 = 0{,}7R$, более близок по циклу к двухступенчатому режиму *2* (см. рис. 2.17, *а*), рекомендуемому для отапливаемых помещений. Положительные результаты термообработки в зимнее время по укороченным для открытых полигонов режимам могут послужить основанием для пересмотра увеличенного для таких условий расчетного цикла изготовления, если фактические потери σ_7 в получаемых изделиях не превысят проектного значения (80 МПа).

Для определения фактических потерь σ_7 впишем на рис. 2.19, *а* реальный режим пропаривания фермы Ф-1 (см. *5* на рис. 2.17, *б*) в близкий ему по условиям изго-

товления двухступенчатый режим (см. *2* на рис. 2.17, *о*) таким образом, чтобы в них совпали начало режима, точка *I*, разделяющая ступени, и участки без сцепления и со сцеплением, изотермический прогрев (включая, его конец в точке *II*) и остывание.

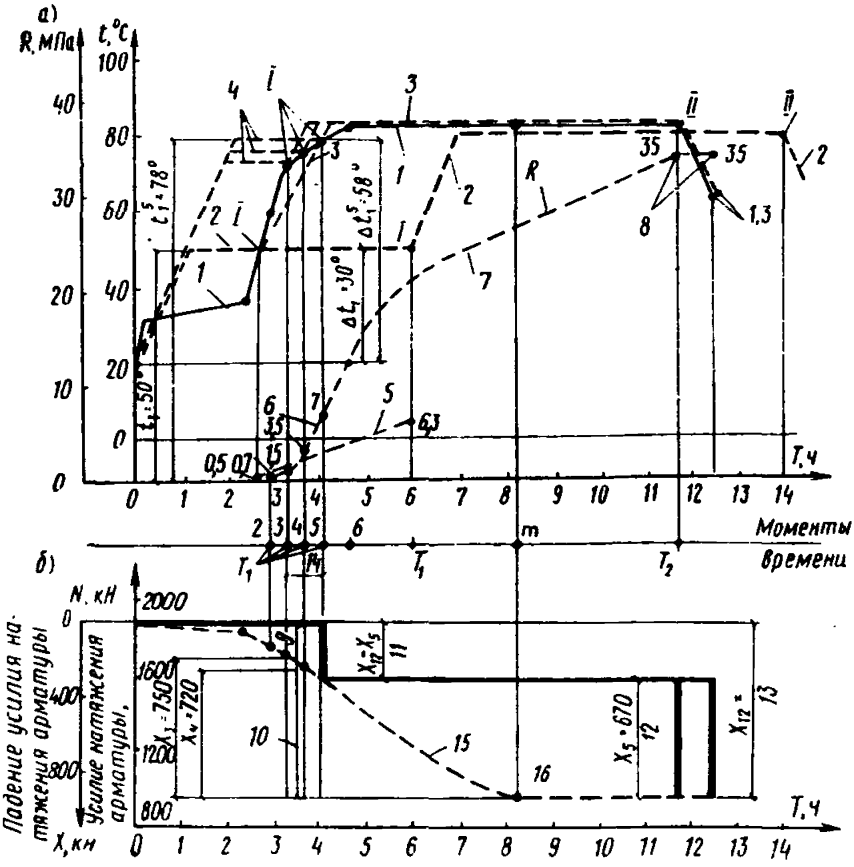


Рис. 2.19. К примеру расчета потерь σ_7 при термообработке фермы $l=24$ м по замерам усилия сжатия X в развитие предложений [5]

а — двухступенчатый и реальный режимы пропаривания; кубиковая прочность бетона: *I* — разделительная точка на двухступенчатых и реальном графике; *II* — конец второй ступени; *1* — реальный режим; *2* — двухступенчатый режим по [5]; *3* — то же, вписанный в реальный; *4* — то же, в моменты *3—5*; *5* — значения начальной прочности бетона по графику в работе [5]; *6* — то же, действительные значения $R_{нач}$ на первом участке (ступени); *7* — рост прочности бетона; *8* — прочность бетона в конце второго участка и при передаче обжатия ($R_2=R_0$); *б* — усилие сжатия X; *9*, *10* — соответственно значения усилия сжатия на первом и втором участках при подборе разделительной точки *I*; *11*, *12* — то же, конечные значения на первом (момент *5*) и втором участке (момент *12*); *13* — то же, за режим в целом; *14* — не учитываемый в расчете на первой ступени между моментами *3—5* интервал сцепления бетона с арматурой (между $R_{нач}=1{,}5$ МПа и $R_{нач}=7$ МПа); *15* — рост усилия сжатия при термообработке; *16* — момент стабилизации усилия сжатия

Определим положение разделительной точки *I* режима термообработки фермы Ф-1 из условия достижения начальной прочности бетона $R_{нач}$, достаточной для восприятия изделием значительного по величине (в целом за вторую ступень) усилия сжатия X_1 по формуле

$$\sigma_{б_1} = X_1/(F + F_н n_1) \qquad (2.29)$$

без превышения допустимой интенсивности сжатия бетона в выражении

$$\sigma_{б_1}/R_1 \leqslant 0{,}5. \qquad (2.30)$$

При первой попытке определения разделительной точки реального режима, которая осуществлялась графически пересечением изотермы первой ступени (при $t_1 = 50\,°C$ и $\Delta t_1 = 30\,°C$) и графика реального режима в точке *I*, соответствующее ей значение начальной прочности ($R_{нач} = 0{,}5$ МПа) оказалось недостаточным для восприятия в этот момент усилия сжатия X_1 и обеспечения сцепления, которое в соответствии с [5] образуется только с размера начальной прочности $R_{нач} = 1{,}5$ МПа. Поэтому в дальнейшем определение точки *I* выполнялось с использованием имеющихся значений *R*, а также замеров X_1. При этом, поскольку в формуле (2.29) значение n_1 зависит от X_1, $E_б$ уточняли методом последовательных приближений по таблицам работы [5], представленным здесь в виде графика (рис. 2.20, *а*).

Последующий выбор разделительной точки режима выполняли, задаваясь $R_{нач}$, начиная с момента *2* (начало сцепления при $R_{нач} = 1{,}5$ МПа), несколькими попытками по мере роста начальной прочности и падения усилия сжатия с повышением температуры среды до тех пор, пока молодой бетон в момент *5* не набрал необходимой прочности $R_5 = 7$ МПа для восприятия усилия X_5, достигнув таким образом искомой разделительной точки *I* при $t = 78\,°C$ и $\Delta t_1 = 58\,°C$ — на 2 ч раньше, чем по рекомендуемому Указаниями [23] двухступенчатому режиму при $t_1 = 50\,°C$ и $\Delta t_1 = 30\,°C$ (см. рис. 2.19).

Повышение температуры среды камеры на первом участке реального режима в моменты времени *2—5* однозначно растущей температуре изотермического прогрева на первой ступени, как это видно из двухступенчатых режимов, последовательно вписанных в реальный режим в эти же моменты (см. *3* и *4* на рис. 2.19, *а*). На первой ступени последнего двухступенчатого режима темпера-

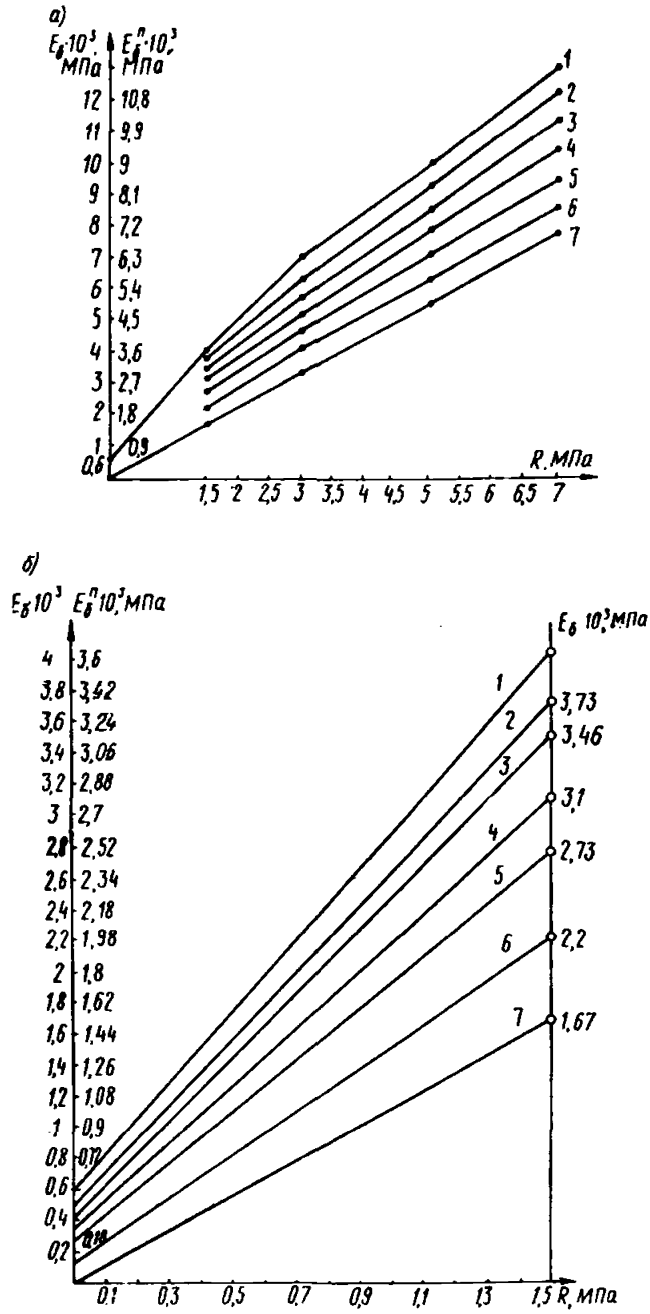


Рис. 2.20. Графики модулей деформации бетона нормального твердения $E_б$ и пропаренного $E_б^п$ в зависимости от прочности R и интенсивности сжатия $\sigma_б/R$

а — в интервале прочностей R=1,5 . . . 7 МПа; *1* — $\sigma_{б_i}/R_i$ =0,2; *2* — 0,25; *3* — 0,3; *4* — 0,35; *5* — 0,4; *6* — 0,45; *7* — 0,5; *б* — в интервале прочностей R= =0 . . . 1,5 МПа (по экстраполяции) (цифры у прямых аналогичны обозначениям на рис. 2.20, *а*)

тура изотермического прогрева достигла $t_1=78$ °С при температурном перепаде $\Delta t_1=58$ °С, соответственно которому по формуле (2.27), игнорируя интервал работы бетона со сцеплением на первом участке от $R_{\text{нач}}=1{,}5$ МПа до $R_{\text{нач}}=7$ МПа, потери предварительного напряжения

$$\sigma_7 = 20 \cdot 58 = 116 \text{ МПа}.$$

Таким образом, уже на первом участке режима расчетные потери превышают проектные (80 МПа), и необходимо добавлять рабочую арматуру.

В результате расчета по формуле (2.28) за второй участок режима получено $\sigma_7''=50$ МПа. Полные потери за оба участка составили $\sigma_7=116+50=166$ МПа, т. е. более чем в 2 раза превысили проектные 80 МПа. Аналогичные значения получены и по другим фермам (табл. 2.8).

В формулах (2.27), (2.28) отсутствовал фактор времени T, и тем самым игнорировалась постепенность в передаче усилия сжатия на бетон с одновременным ростом его прочности при подъеме температуры среды, как это следует из *6*, *7*, *15* на рис. 2.19, и соответственно постепенным накоплением σ_7. Между тем последовательность передачи X_1 на бетон на протяжении термообработки может быть учтена в расчете малыми долями, для восприятия которых достаточно весьма низких значений прочности бетона (менее $R=1{,}5$ МПа), что позволяет учесть совместную работу бетона с арматурой практически на всем первом участке.

На втором участке усилие сжатия при изотермическом прогреве прекращает свой рост (вместе со стабилизацией температуры конструкции). В этом случае, как следует из структуры формулы (2.28), при $X_1=\text{const}$ потери σ_7 на участке между моментами времени m и T_2 на рис. 2.19 расти не могут. Принятие этой предпосылки в расчет (n_2 вместо n_m при $E_{б_2}>E_{б_m}$) ведет к уменьшению второго члена формулы (2.28), а следовательно, к увеличению разности и завышению σ_7.

Для повышения точности определения σ_7 с учетом вышеуказанных замечаний нами разработан практический метод оценки потерь предварительных напряжений при термообработке изделий. Чтобы облегчить вычисления, табличные данные зависимости $E_б$ от R и $\sigma_б/R$ в пределах $R=1$, 5...7 МПа и модуль упругости $E_б$ по

Сравнение расчетных потерь предварительного напряжения в арматуре ферм — Таблица 2.8

Тип стенда	Номер фермы	Условия изготовления**	Начальная температура среды камеры t, °С	Наружная температура открытого полигона $t_н$, °С	Температурный перепад Δt, °С*	Коэффициент использования стенда $\gamma = \frac{L_{жб}}{L_у}$	$\lambda = \frac{L_н}{L_у}$	Площадь, см², количество, диаметр и класс арматуры	Передаточная прочность $R_{o,}$ МПа	Потери предварительного напряжения σ_7, МПа, по [28] $20\Delta t$	[28] $20\Delta t_{пр}$	[29] $12{,}5\,\Delta t_{мин}$	напряжениям в арматуре на свободных участках $X_1/F_н$	предлагаемому методу
А	Ф-1	$T_в$=0,5 ч; подъем 4,5 ч; изотермический прогрев 7 ч при t=84° С; $T_ц$= =11,5 ч	18	0...—5	66	0,84	0,915	40,2; 5∅32А-IIIв	35	132	80	82,5	236	40,1
	Ф-2	$T_в$=0; подъем 4,5 ч; изотермический прогрев 8 ч при t=83° С; $T_ц$= =12,5 ч	15	—1	68	0,84	0,915	40,2; 5∅32А-IIIв	39	136	80	85	204	45
	Ф-3	$T_в$=0; подъем 5,5 ч; изотермический прогрев 7 ч при t=90° С; $T_ц$= =12,5 ч	14	+1	76	0,84	0,915	40,2; 5∅32А-IIIв	28,4	152	80	95	202	36
	Ф-4	$T_в$=0; подъем 5,5 ч; изотермический прогрев 8 ч при t=79° С; $T_ц$= =14 ч	21	+3	58	0,84	0,915	32,17; 4∅32А-IIIв	32	116	80	72,5	255	42
Б	Ф-6	$T_в$=2,5 ч; подъем 0,25 ч до 55° С; прогрев 18 ч от 55° до 90° С; $T_ц$= =18,25 ч	18	+10	72	0,7	0,9	31,1; 22∅15К7	43	144	80	90	215	58

* $\Delta t = t_{из} - t_0$, $\Delta t_{пр}$ =40° С, $\Delta t_{мин}$ =65° С; $t_{из}$ — максимальная температура изотермического прогрева.

** $T_в$ — время выдержки; $T_ц$ — цикл термообработки (без остывания).

Нормам [28] при $R>7$ МПа скорректированы применительно к пропариваемому бетону соответственно данным СНиП II-21-75 и представлены в виде графиков на рис. 2.20, а также дополнены с учетом новых данных по экстраполяции графиком модуля деформаций пропариваемого бетона $E_б^п$ для диапазона $R<1{,}5$ МПа. Наряду с уже выполненной корректировкой $E_б^п$ в дальнейшем, по-видимому, нужно будет учесть понижение $E_б^п$ в горячем состоянии по сравнению с $E_б^п$ при обычной температуре.

Применительно к конкретным случаям изготовления следует иметь серию замеров X и данных кубиковой прочности R бетона в горячем состоянии с указанием момента времени замера (испытания кубов) при подъеме температуры конструкции и ее стабилизации. Дополнительные необходимые значения X и R вычисляют по интерполяции.

Для наглядности расчета эти данные целесообразно представить в графической форме (рис. 2.21). Время подъема температуры конструкции T делят интервальными точками на соответствующие отрезки времени (интервалы) ΔT_i (см. рис. 2.21).

Обозначим соответственно интервальным точкам значения падения усилия натяжения, кубиковой прочности и напряжения бетона, а также искомые потери предварительного напряжения:

$$X_1, X_2, \ldots, X_i, \ldots, X_m;$$

$$R_1, R_2, \ldots, R_i, \ldots, R_m;$$

$$\sigma_{б_1}, \sigma_{б_2}, \ldots, \sigma_{б_i}, \ldots, \sigma_{б_m},$$

$$\Delta\sigma_{n_1}, \Delta\sigma_{n_2}, \ldots, \Delta\sigma_{n_i}, \ldots, \Delta\sigma_{n_m},$$

как и приращение величин за любой интервал ΔT_i :

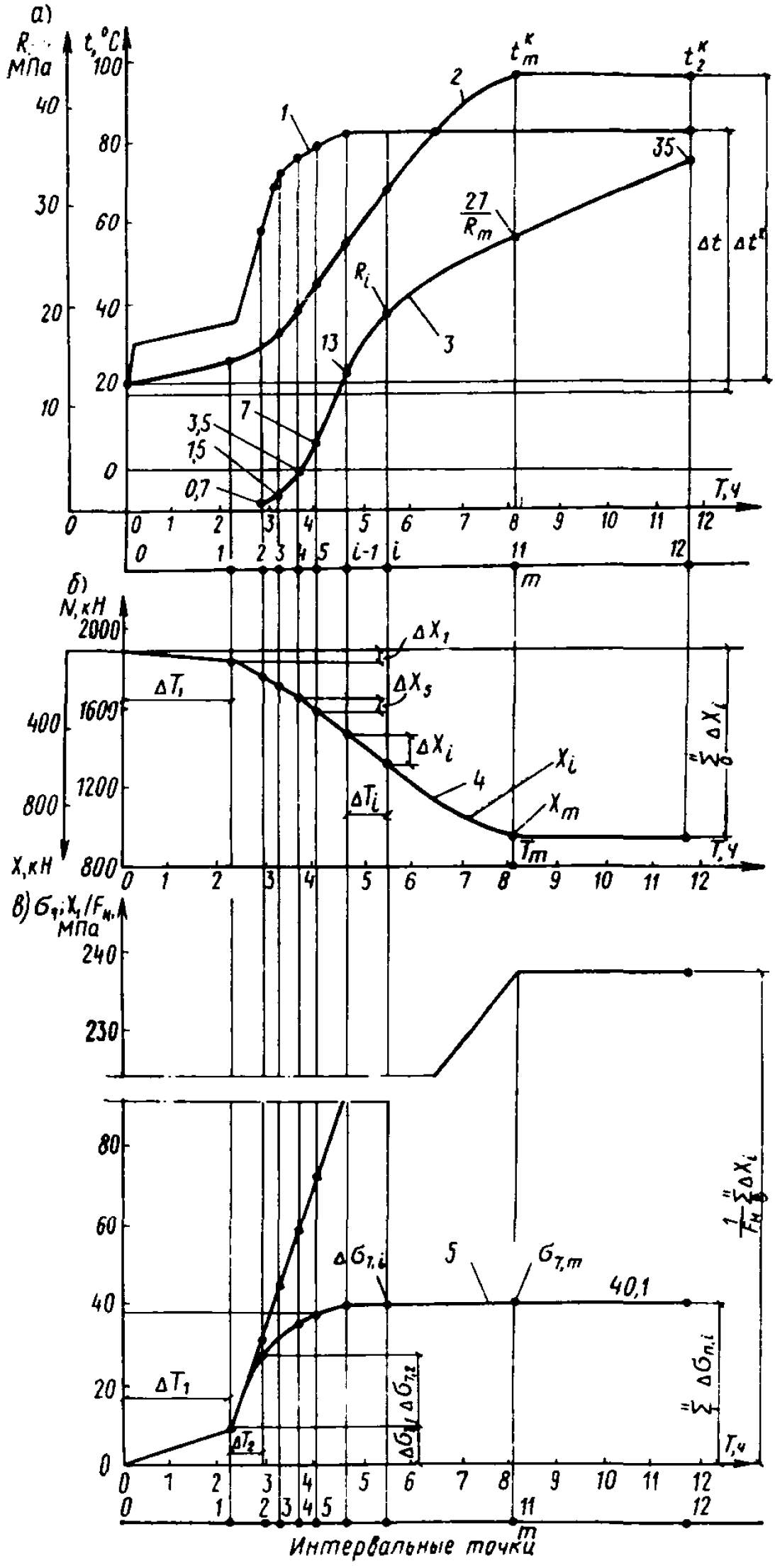
$$\Delta X_i = X_i - X_{i-1};\ \Delta\sigma_{б_i} = \sigma_{б_i} - \sigma_{б_{i-1}};\ \Delta\sigma_{n_i} = \sigma_{n_i} - \sigma_{n_{i-1}}.$$

Потери σ_7 за весь цикл термообработки будем вычислять по формуле

$$\sigma_7 = \Delta\sigma_{n_1} + \Delta\sigma_{n_2}, \ldots, + \Delta\sigma_{n_i}, \ldots, + \Delta\sigma_{n_m}, \qquad (2.31)$$

а потери напряжения за каждый интервал — по формуле

$$\Delta\sigma_{n_i} = \frac{\mu\Delta X_i}{F_н(n_m\mu+1)} \frac{n_i - n_m}{n_i\mu+1}; \qquad (2.32)$$


а)
R, МПа
t, °C
100
80
60
40
20
0
40
30
20
10
1
2
$t_m^к$
$t_2^к$
35
$\frac{27}{R_m}$
R_i
3
13
7
3,5
1,5
0,7
Δt
Δt''
T, ч
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12
0 1 2 3 4 5 i-1 i 11 12
m
б)
N, кН
2000
1600
1200
800
400
X, кН
ΔX_1
ΔX_s
ΔX_i
ΔT_1
ΔT_i
4
X_i
X_m
T_m
$\sum_0^{11} \Delta X_i$
T, ч
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12
в) $\sigma_т; X_i/F_н$, МПа
240
230
80
60
40
20
0
$\Delta\sigma_{т,i}$
5
$\sigma_{т,m}$
40,1
ΔT_1
ΔT_2
$\Delta\sigma_{т,1}$
$\Delta\sigma_{т,2}$
$\sum_0^{11} \Delta\sigma_{т,i}$
$\frac{1}{F_н}\sum_0^{11}\Delta X_i$
T, ч
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12
0 1 2 3 4 5 11 12
m
Интервальные точки

←

Рис. 2.21. К примеру расчета потерь предварительного напряжения при термообработке фермы $l=24$ м по предлагаемому методу

1 — реальный режим пропаривания; *2* — изменение температуры арматуры в изделии; *3* — рост прочности пропариваемого бетона в горячем состоянии; *4* — падение усилия натяжения арматуры на свободном участке (рост усилия сжатия); *5* — рост потерь предварительного напряжения (σ_7) в арматуре нижнего пояса фермы; *6* — рост напряжений сжатия ($X/F_н$) в арматуре нижнего пояса фермы; *m* — момент стабилизации температуры конструкции, усилия X и потерь предварительного напряжения при термообработке σ_7

с изменяемыми в зависимости от времени термообработки значениями ΔX_i и n_i ($E_{б_i}$) по мере подъема температуры (увеличения номера интервала) и постоянными значениями для каждого конкретного случая $n_m(E_{б_m})$, μ, $F_н$.

В формуле (2.32) $n_i=E_а/E^n_б$; $E^n_б$ — модуль деформаций бетона ускоренного твердения в горячем состоянии в интервальной точке при прочности бетона R_i и интенсивности сжатия $\sigma_{б_i}/R_i$ по формулам (2.32), (2.33), определяемый при помощи графиков $E^n_б=f(R, \sigma_б/R)$ на рис. 2.20:

$$\frac{\sigma_{б_i}}{R_i}=\frac{\Delta\sigma_1+\Delta\sigma_2,\ldots,+\Delta\sigma_i}{\Delta R_1+\Delta R_2,\ldots,+\Delta R_i}, \qquad (2.33)$$

где

$$\Delta\sigma_{б_i}=\frac{\Delta X_i}{F+F_н n_i}. \qquad (2.34)$$

При вычислении n_i, особенно на первых интервалах при низкой прочности бетона, по графикам на рис. 2.20 и формулам (2.33), (2.34) может оказаться необходимым использовать прием последовательного приближения для уточнения $E^n_{б_i}$ в зависимости, с одной стороны, от $\sigma_{б_i}/R^п_i$ и $R^п_i$ на графиках рис. 2.20 и, с другой — от ΔX_i из-за наличия связи $\sigma_{б_i}$ от X_i повторным подставлением уточняемого значения $E^n_{б_i}$ в формулу (2.34) до стабилизации этого значения; $n_m=E_а/E^n_{б_m}$, $E^n_{б_m}$ — модуль деформаций бетона ускоренного твердения в горячем состоянии в интервальной точке m (стабилизации усилия сжатия) при прочности бетона R_m и интенсивности сжатия $\sigma_{б_m}/R_m\leqslant 0{,}2$ по формулам (2.33), (2.34) и графику *б* для $\sigma_б/R=0{,}2$ на рис. 2.20.

Без большой погрешности в конечном значении σ_7 на начальных интервалах (при низкой прочности бетона) может быть использована упрощающая вычисления предпосылка $\sigma_{б_i}/R_i=0{,}2$, согласно которой выражения $E_{б_i}$ по R_i сводят к использованию (см. рис. 2.20) графиков $E_{б_i}$ только при $\sigma_б/R=0{,}2$. Полученные результаты потерь в исследованных фермах сведены в табл. 2.8 для сопоставления с данными расчетов по другим методам.

Как следует из табл. 2.8, действительные потери σ_7 в фермах с термообработкой по реальным режимам, показанным на рис. 2.17, *б*, *в*, на открытых полигонах завода в зимнее время не превышают проектного значения 80 МПа и не требуют добавления напрягаемой арматуры при цикле изготовления на открытых полигонах завода, принятом равным 1 сут, т. е. циклу изготовления в отапливаемых помещениях при двухступенчатых режимах [17, 23].

Предлагаемый практический метод оценки потерь σ_7 применим для любых реальных режимов термообработки вне зависимости от способов подвода тепла (пропаривания, электропрогрева и т. п.), в том числе при изготовлении на открытых полигонах зимой и летом.

Пример. Исходные данные фермы Ф-1: $F=1040$ см^2, $F_н=40{,}2$ см^2, $\mu=0{,}0372$, арматура А-IIIв, $E_а=2\cdot10^5$ МПа.

Результаты измерений падения усилия натяжения на свободных участках X_i и прочности бетона R_i даны на рис. 2.21 и в табл. 2.9. X стабилизируется в точке *11*, где $R_{11}=27$ МПа.

По рис. 2.20 определяем $E^п_{б_{11}}=27\cdot10^3$ МПа;

$$n_{11}=\frac{2\cdot10^5}{27\cdot10^3}=7{,}4.$$

Определяем потери предварительного напряжения в интервале 1 при $\Delta X_1=400$ кН и $R_1=0$. Если сцеплением бетона с арматурой при таких значениях пренебречь, то по формуле (2.32) $\Delta\sigma_{п_1}=400/40{,}2=10$ МПа. Далее определяем потери в интервале 2 при $\Delta X_2=100$ кН и $R_2=0{,}7$ МПа.

Задаемся $\sigma_{б_2}/R_2=0{,}2$ и по рис. 2.20, *б* определяем $E_{б_2}=2\times10^3$ МПа.

По формуле (2.34) определяем $\Delta\sigma_{б_2}=\dfrac{100}{1040+40{,}2\cdot(2\cdot10^5/2\cdot10^3)}=0{,}2$ МПа и по формуле (2.33) устанавливаем $\Delta\sigma_{б_2}/R_2=0{,}2/0{,}7=0{,}28$. По рис. 2.20 определяем $E_{б_2}=1{,}7\cdot10^3$ МПа. Принимаем среднее значение $E_{б_2}=(2+1{,}7)/2\cdot10^3=1{,}85\cdot10^3$ МПа:

$$\Delta\sigma_{б_2}=\frac{100}{1040+40{,}2\,(2\cdot10^5)/(1{,}85\cdot10^3)}=0{,}18\text{ МПа},$$

тогда $\Delta\sigma_{б_2}/R_2=0{,}25$.

Таблица 2.9

Расчет действительных потерь предварительного напряжения при термообработке

Нормы фермы	№ интервальной точки i	Данные испытания: ΔX_i, кН	Данные испытания: R_i	$\Delta\sigma_{б_i}$ по формуле (2.34)	$\frac{\sigma_{б_i}}{R_i}$ по формуле (2.33)	$E_{б_i}$, МПа по графикам рис. 2.20	$n_i = \frac{E_a}{E_{б_i}}$	$\Delta\sigma_{n,i}$ по формуле (2.32)	$\sum_1^i \Delta\sigma_{n,i}$ по формуле (2.31)
			МПа					МПа	
Ф-1	1	40	—	0,03		—	—	10	10
	2	100	0,7	0,18	0,25	$1,8\cdot10^3$	108	15	25
	3	60	1,5	0,18	0,24	$3,7\cdot10^3$	54	6,8	31,8
	4	30	3,5	0,13	0,2	$7\cdot10^3$	28,6	2,3	34,1
	5	50	7	0,29	0,2	$11,7\cdot10^3$	17,1	2,1	36,2
	6—9	—	—	—	—	—	—	3,74	39,94
	10	100	25	0,74	0,2	$26\cdot10^3$	7,7	0,16	40,1
	11	50	27	0,38	0,2	$27\cdot10^3$	7,4	—	40,1

$X_1 = \sum_1^n \Delta X_i = 950$ кН; суммарные потери $\sigma_7 = \sum_1^n \Delta\sigma_{n,i} = 40,1$ МПа.

Проверяем по рис. 2.20: $E^{\text{п}}_{\sigma_2} = 1{,}85 \cdot 10^3$ МПа; $n_2 = 108$.

Определяем потери на 2-м интервале по формуле (2.32):

$$\Delta\sigma_{n_2} = \frac{0{,}0372 \cdot 100 \cdot (108 - 7{,}4)}{40{,}2\,(7{,}4 \cdot 0{,}0372 + 1)\,(108 \cdot 0{,}0372 + 1)} = 15 \text{ МПа}.$$

При упрощенной оценке потерь предварительного напряжения при $\sigma_{б_1}/R_2 = 0{,}2$; $E_б = 2 \cdot 10^3$ и $n_2 = 100$ по формуле (2.32) получаем 14,2 МПа, что близко к 15 МПа (—5%).

Таким образом вычисляем потери предварительного напряжения и на каждом из последующих интервалов. Результаты расчета сведены в табл. 2.9, из которой видно, что суммарные потери, согласно формуле (2.31), $\sigma_7 = 40{,}1$ МПа < 80 МПа.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Болотин В. В.** Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М., Стройиздат, 1971.
2. **Берг О. Я.** Высокопрочный бетон. М., Стройиздат, 1971.
3. **Берг О. Я.** Некоторые вопросы теории деформаций и прочности бетона. Известия вузов «Строительство и архитектура». 1967, № 10.
4. **Бердичевский Г. И., Маркаров Н. А., Павлов С. П.** Об оптимальном и предельном обжатии бетона в предварительно-напряженных конструкциях. «Бетон и железобетон», 1966, № 4.
5. **Бердичевский Г. И., Булгакова М. Г.** Исследование потерь напряжений в арматуре, возникающих при тепловой обработке предварительно-напряженных изделий стендового изготовления. — В кн.: Предварительно-напряженные железобетонные конструкции производственных зданий. М., Стройиздат, 1963.
6. **Вентцель Е. С.** Теория вероятностей. М., «Наука», 1969.
7. **Волконский Ю. В.** Об экономической эффективности способов изготовления предварительно-напряженных железобетонных ферм и балок. «Бетон и железобетон», 1968, № 10.
8. **Дмитриев С. А., Калатуров Б. А.** Расчет предварительно-напряженных железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1965.
9. **Клевцов В. А., Парасонис И. И.** Распределение усилий от обжатия и трещиностойкость статически неопределимых безраскосных ферм с предварительно-напряженным нижним поясом и стойками. — В кн.: Действительная работа несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1973.
10. **Крылов С. М.** Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. М., Стройиздат, 1964.
11. **Маркаров Н. А., Павлов С. П.** Исследование потерь напряжения от ползучести и усадки при $\sigma_б/R_0 > 0{,}5$ в образцах с высокопрочной проволочной арматурой. — В кн.: Предварительно-напряженные железобетонные конструкции производственных зданий и инженерных сооружений. М., Стройиздат, 1969.
12. **Маркаров Н. А., Шабанова Г. П.** Уточнение расчетных потерь предварительного напряжения в арматуре от перепада температур. Реферативный сборник «Межотраслевые вопросы строительства», вып. 5, 1972.

13. **Маркаров Н. А., Шабанова Г. П.** Учет тепловлажностной обработки при расчете потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона. Реферативный сборник «Межотраслевые вопросы строительства», вып. 6, 1972.

14. Методические указания по расчету потерь предварительного напряжения, вызванных ползучестью и усадкой бетона в железобетонных конструкциях транспортных сооружений. ЦНИИС Минтрансстроя, 1972.

15. **Михайлов В. В., Маркаров Н. А.** Совершенствование методов оценки потерь напряжения от ползучести и усадки. «Бетон и железобетон», 1961, № 4.

16. **Маркаров Н. А., Замиховский А. Г., Филиппов Е. М.** Опыт стендового изготовления предварительно-напряженных ферм на открытом полигоне в зимнее время. Серия «Промышленность сборного железобетона», вып. 5. М., ВНИИЭСМ, 1973.

17. Нормы технологического проектирования предприятий сборных железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1972.

18. Рекомендации по расчету колонн одно- и многоэтажных промзданий. Киев, НИИСП Госстроя СССР, 1972.

19. Серия I.463-3 «Железобетонные предварительно-напряженные безраскосные фермы пролетом 18 и 24 м для покрытий зданий со скатной кровлей. Материалы для проектирования». ЦИТП, 1969.

20. **Салманов Г. Д.** Исследование упруго-пластических свойств жароупорного бетона на портландцементе. — В кн.: Исследования по жароупорным бетону и железобетону. М., Госстройиздат, 1954.

21. **Семенов А. И., Мартышенко Ю. П.** Ползучесть бетона и оптимальное напряжение обжатия в предварительно-напряженных конструкциях. «Бетон и железобетон», 1969, № 1.

22. Указания по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. М., 1967.

23. Указания по назначению режимов тепловой обработки предварительно-напряженных конструкций, изготовляемых по стендовой технологии. М., Стройиздат, 1964.

24. **Янкелевич М. А.** Сетчатые пологие железобетонные оболочки двоякой кривизны. Киев, НИИСП Госстроя СССР, 1969.

25. **Якобсон Я. М.** Производство железобетонных конструкций для промышленного строительства. М., НИИОМТП, 1966.

26. **Яшин А. В.** Потери предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона. «Бетон и железобетон», 1971, № 5.

27. Строительные нормы и правила, ч. II, раздел В, гл. 1. «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» (СНиП II-В.1-62). М., Госстройиздат, 1962.

28. Строительные нормы и правила, ч. II, раздел В, гл. 1. «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» (СНиП II-В.1-62). М., Стройиздат, 1970.

29. Строительные нормы и правила. «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» (СНиП II-21-75).

Глава 3

ИССЛЕДОВАНИЯ КОЛОНН ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

§ 1. Предварительно-напряженные колонны с «малыми» эксцентрицитетами нагружения для одноэтажных зданий

В работе [1] показано, что предварительное напряжение продольной арматуры при известных условиях повышает несущую способность гибких колонн.

Существенное влияние на несущую способность колонн оказывает разгружающее действие усилия от предварительно-напряженной арматуры, расположенной в растянутой (менее сжатой) части сечения, что впервые отмечено в работе [2] и подтверждено опытами [8].

Разгружающий эффект четко выявляется в предварительно-напряженных элементах, работающих с малыми эксцентрицитетами, в которых предельное состояние наступает в результате исчерпания прочности сжатой зоны при напряжениях в арматуре растянутой (менее сжатой) части сечения, изменяющихся в широких пределах от сжимающих до растягивающих. С увеличением эксцентрицитета приложения внешней нагрузки от эксцентрицитета, соответствующего равномерному сжатию, до значения эксцентрицитета, при котором сечение работает как при простом изгибе, сжатая часть уменьшается, а в арматуре растянутой зоны возникают напряжения растяжения.

Предварительное напряжение продольной арматуры в этом случае оказывает положительное влияние, так как от действия непогашенного предварительного напряжения в растянутой части сечения возникает разгружающий момент, действующий с обратным знаком по отношению к моменту от внешней продольной силы. В результате разгружающего эффекта в работу вовлекается в большей степени сжатая часть сечения, увеличивается высота сжатой зоны сечения $x_н$, представляющая собой расстояние от нейтральной оси до краевого сжатого волокна, возрастает внутренняя сила сопротивления сжатой части сечения $N_{б.н}$ по сравнению с обычным таким же сечением, не подвергнутым предварительному обжатию усилиями от предварительно-растянутой арматуры, что подтверждается опытами [4].

Действие непогашенного предварительного напряжения арматуры в сжатой части сечения (в случае симметричного расположения напрягаемой арматуры) проявляется в том, что сохранившееся внутреннее усилие сжатия от предварительно-растянутой арматуры оказывает догружающий эффект, и его значение тем меньше, чем меньше предварительное напряжение арматуры.

На догружаемой (сжатой) части сечения усилие обжатия убывает: $N_c=\varepsilon_c E_a F'_н$ (где ε_c — деформация сжатия бетона; E_a — модуль упругости напрягаемой арматуры; $F'_н$ — площадь сечения напрягаемой арматуры в сжатой зоне), а на растянутой части сечения усилие от предварительного напряжения сохраняет свое значение, равное значению до приложения внешней силы, или возрастает в пределах упругих деформаций напрягаемой арматуры. Возникает разность усилий $N_1=N_н-N'_н$ (где $N_н=F_н\sigma_0$, $N'_н=F'_н\sigma'_c$), в которой усилие N_1 с положительным знаком увеличивает внутренний момент. Это можно проследить на примере, приняв напряженное состояние сечения в форме трапеции (рис. 3. 1, *а*).

Из условия равновесия $\Sigma M=0$ относительно центра тяжести сечения имеем

$$Ne_0=N_{б.н}e_{б.н}+N_н e_н-N'_н e'_н. \qquad (3.1)$$

При симметричном армировании напрягаемой арматурой $e_н=e'_н$, в этом случае выражение (3.1) примет вид

$$Ne_0=N_{б.н}e_{б.н}+(N_н-N'_н)e_н. \qquad (3.1')$$

Так как $N_н>N'_н$, то выражение (3.1′) можно записать

$$Ne_0=N_{б.н}e_{б.н}+N_1e_н. \qquad (3.2)$$

В данном случае имеем положительное влияние предварительного напряжения, заключающееся в увеличении внутреннего момента на $N_1e_н$, значение которого тем больше, чем больше значение N_1.

В рассмотренном примере (рис. 3.1, *а*) напряженного состояния при обычном армировании (без предварительного напряжения) имеется разность между усилиями N'_a и N_a, но усилия в арматуре будут с противоположными знаками.

Из этого следует, что может быть такое напряженное состояние сечения с напрягаемой арматурой при внецентренном сжатии, когда предварительное напряжение не снижает несущей способности бетонного сечения и не повышает его по сравнению с обычным таким же армированием.

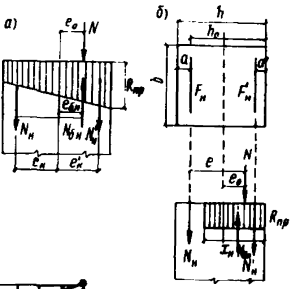


Рис. 3.1. Напряженное состояние сечения колонны при

$a - x_н > h_0$; $б - x_н < h_0$;

$N_н = F_н R_{н(2)}$; $N'_н = F'_н \sigma'_c$;

$N_{б.н} = bx_н R_{пр}$

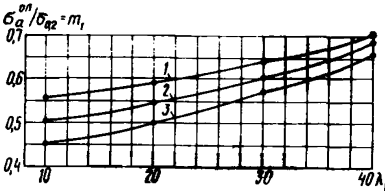


Рис. 3.2. Зависимость параметра $m_1 = \sigma_a^{оп}/\sigma_{0,2}$ от гибкости $\lambda_1 = l_0/h$ при e_0

1 — $0{,}25h$; *2* — $0{,}167h$; *3* — $0{,}0835h$; $\mu = 0{,}0147$; $\sigma_0 = -0{,}65 R_a^н$; $\sigma_{об}/R_{пр} = 0{,}245$

По мере возрастания e_0 и образования сжатой и растянутой частей сечения влияние предварительного напряжения арматуры растянутой части возрастает.

Как показали опыты работы [4], над колоннами гибкостью λ_1, равной 20, 30, 40, с малыми эксцентрицитетами к моменту потери их несущей способности в сечении возникали растянутая и сжатая части сечения; при этом напряжения в арматуре растянутой части $A_н$ сохранялись близкими к предварительному напряжению, они изменялись в небольших пределах в зависимости от гибкости колонн и начального эксцентрицитета приложения продольной силы. Это видно из кривых функции параметра $m_1 = f(\lambda_1)$, построенных по опытным данным работ [3, 4] для колонн различной гибкости (рис. 3.2).

Чтобы определить усилие, воспринимаемое сжатым бетоном в сечении с растянутой и сжатой частями, необходимо знать максимальное значение сжимающего напряжения и закон распределения напряжений по высоте

сжатой зоны. В этом случае для определения значений разрушающих нагрузок в предельном состоянии прочности внецентренно-сжатых по второму случаю колон при известных усилиях $N_н$ и $N'_н$ могут быть использованы два уравнения статики:

$\Sigma N=0$ — равенство суммы проекций всех сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого сечения на продольную ось колонны, и $\Sigma M=0$ — равенство нулю моментов тех же сил относительно оси, нормальной к плоскости изгиба.

Сумму моментов $\Sigma M=0$ всех сил примем относительно оси, нормальной к плоскости изгиба, проходящей через центр тяжести сечения арматуры растянутой части сечения $A_н$, как это принято в нормах.

Для расчета прочности в предельном состоянии без большой погрешности можно принять в сжатой зоне прямоугольную эпюру распределения напряжений (см. рис. 3.1, *б*) со значением прочности бетона:

$$R_{пр}=(\sigma_б+\sigma_{об}), \tag{3.3}$$

где $\sigma_б$ — напряжение в бетоне от внешней силы N; $\sigma_{об}$ — напряжение в бетоне от обжатия усилиями предварительно-растянутой арматуры.

На основании изложенного

$$Ne=\bar{S}_{б.н}R_{пр}+S'_н\sigma'_с; \tag{3.4}$$

$$\bar{S}_{б.н}=bx_н\left(h_0-\frac{x_н}{2}\right); \tag{3.5}$$

$$x_н=\frac{N+F_н R_{н(2)}+F'_н\sigma'_с}{bR_{пр}}; \tag{3.6}$$

$$S'_н=F'_н\left(h_0-a'\right), \tag{3.7}$$

где N — внешняя продольная сила; e — расстояние от точки приложения силы N до центра тяжести сечения арматуры $A_н$ с учетом прогиба; $\bar{S}_{б.н}$ — статический момент сжатой зоны сечения; $R_{пр}$ — призменная прочность бетона; $S'_н$ — статический момент напрягаемой арматуры сжатой зоны; $\sigma'_с$ — предварительное напряжение в арматуре $A'_н$, сохранившееся к моменту разрушения сечения, определяется по формуле

$$\sigma'_с=4000-\sigma'_0; \tag{3.8}$$

b — ширина сечения; $x_н$ — расстояние от нейтральной оси до краевого сжатого волокна (высота сжатой части сечения); h_0 — рабочая высота сечения; $F_н$ и $F'_н$ — площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой и сжатой зонах соответственно; $R_{н(2)}$ — напряжение в арматуре $A_н$ к моменту разрушения сечения; σ'_0 — предварительное напряжение в арматуре $A_н$, сохранившееся к моменту приложения внешней силы N (с учетом потерь); a' — защитный слой сжатой зоны.

Значение $R_{н(2)}$ может быть выражено в зависимости от условного предела текучести $\sigma_{0,2}$

$$R_{н(2)} = m_1 \sigma_{0,2}, \tag{3.9}$$

где m_1 — параметр, характеризующий степень напряженного состояния арматуры $A_н$ в предельном состоянии прочности сечения; $\sigma_{0,2}$ — условный предел текучести арматуры, не имеющей площади текучести.

По опытным данным, представленным кривыми функции $m_1 = f(\lambda_1)$, были построены графики значений параметра m_1 для различных значений гибкостей λ_1 в зависимости от начального эксцентрицитета приложения продольной силы e_0 (рис. 3.3).

Для построения кривых использованы данные с оптимальным предварительным обжатием бетона $\sigma_{об} = 0{,}245\ R_{пр}$ и процентом армирования $\mu = 1{,}5$.

Из анализа формул (3.4)—(3.7) при $x_н = h_0$

$$\overline{S}_{б.н} = bh_0 (h_0 - h_0/2) = 0{,}5bh_0^2. \tag{3.5'}$$

Формула (3.4) принимает вид

$$Ne = 0{,}5bh_0^2 R_{пр} + \sigma'_c F'_н (h_0 - a'), \tag{3.4'}$$

Влияние предварительного напряжения на прочность сечения в данном случае может быть различным в зависимости от значения предварительного напряжения арматуры сжатой части сечения σ'_0, а именно:

при $\sigma'_0 > 400$ МПа предварительное напряжение снижает несущую способность сжатой части сечения, что подтверждается опытами;

при $\sigma'_0 < 400$ МПа предварительное напряжение на сжатой части сечения исчезает раньше, чем сечение разрушится, и сжатая часть работает как обычно армированная без предварительного напряжения;

при $\sigma_0'=400$ МПа предварительное напряжение арматуры сжатой части сечения не оказывает влияния, в предельном состоянии сжатая часть сечения работает как бетонная. Роль предварительного напряжения в этом случае заключается только в предотвращении появления усадочных трещин.

При $x_н<h_0$ на высоту сжатой зоны оказывает влияние непогашенное предварительное напряжение арматуры растянутой части сечения. Возникает разгружающий момент от непогашенного предварительного напряжения арматуры $A_н$, который, разгружая сжатую зону, увеличивает ее высоту $x_н$; повышается несущая способность сечения благодаря увеличению площади сжатой части сечения, что подтверждается опытами работы [3, 4, 6].

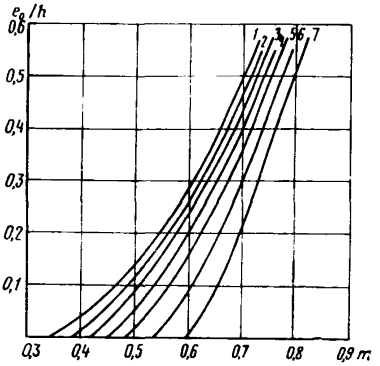


Рис. 3.3. Зависимость коэффициента $m_1=\sigma_a/\sigma_{0,2}$ от гибкости λ_1 и отношения e_0/h при λ_i: 1 — 10; 2 — 15; 3 — 20; 4 — 25; 5 — 30; 6 — 35; 7 — 40; μ = 0,0147; $R_{пр}$ = 40...50 МПа; $\sigma_{об}=0{,}245\,R_{пр}$

Далее следует определить границу между разрушением колонн по сжатой зоне и разрушением от достижения условного предела текучести арматуры $A_н$ с одновременным разрушением бетона сжатой зоны.

Переход от второго случая к первому случаю внецентреннего сжатия характеризуется отношением напряжения $R_{н(2)}$ к напряжению $\sigma_{0,2}$, равному единице, т. е. когда параметр $m_1=1$.

Используя уравнение статики $\Sigma N=0$ и подставляя значение $\sigma_{0,2}$ вместо $R_{н(2)}$ в уравнение (3.6), получим

$$x_{н.гр}=\frac{N+F_н\sigma_{0,2}+F_н'\sigma_c'}{bR_{пр}}, \qquad (3.6')$$

Если найденное значение $x_н$ по (3.6′) будет меньше значения $x_н$, найденного по (3.6), то мы имеем первый случай внецентренного сжатия.

Расчетные формулы прочности сечения для предварительно-напряженных колонн с «большими эксцентрицитетами» — первый случай внецентреннего сжатия — приведены в работе [4], а практическое их использование дано в работе [5].

Влияние предварительного напряжения на прочность колонн в зависимости от гибкости и величины эксцентрицитета приложения внешней продольной силы исследовано в работе [4]. Отмечено, что предварительное напряжение повышает жесткость гибких колонн, благодаря чему уменьшается прогиб колонн под действием внешней продольной силы по сравнению с такими же колоннами без предварительного напряжения.

Положительное влияние предварительного напряжения на повышение жесткости гибких колонн «с малыми эксцентрицитетами» было оценено расчетом по методике, принятой в нормах [7], введением коэффициента жесткости $C_н$ в формулу[1].

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N\lambda_1^2}{C_н R_и F}}, \qquad (3.10)$$

где $C_н$ — коэффициент жесткости предварительно-напряженных колонн; $R_и$ — прочность бетона на сжатие при изгибе (методика определения значения $C_н$ дана в работе [4]).

Расчет прочности по методу предельных состояний, использованный при анализе результатов экспериментальных данных колонн с «малыми эксцентрицитетами», опубликованных в работе [4], удовлетворительно оценивает положительное влияние предварительного напряжения при расчете прочности сечения и прогиба с введением коэффициента жесткости $C_н$ для определения коэффициента η.

Сопоставление расчета с опытом дало расхождение в пределах $\pm 10\%$.

[1] В Нормах [7] эта формула дана под номером (111).

§ 2. Исследование работы железобетонных колонн многоэтажных зданий

Работа колонн при внецентренном сжатии изучалась в основном при наличии прямоугольной эпюры изгибающих моментов по длине колонны. Особенностью работы колонн многоэтажных зданий является сочетание треугольной эпюры моментов M с продольной силой N и по-

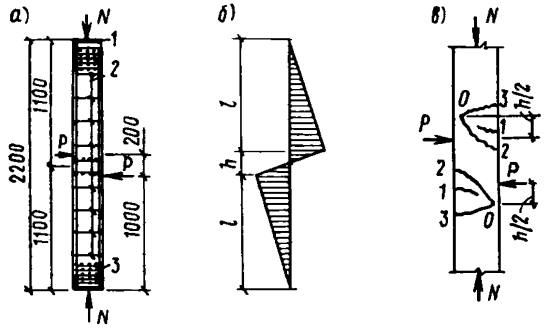


Рис. 3.4. Участок колонны каркаса между моментными нулевыми точками в половину натуральной величины

а — схема армирования и приложения внешних сил; *б* — эпюра моментов; *в* — схема образования трещин; *1* — оголовник; *2* — хомуты ⌀ 4 В-I; *3* — сетки С-I ⌀4В-I, 5 шт. (цифры у трещин показывают последовательность их образования)

перечной силой Q. Наиболее напряженными являются места сопряжения колонн с ригелями, а также смежные с ними участки, характеризующиеся наибольшими ординатами (пиками) треугольных эпюр моментов; остальные части колонн с уменьшающимися значениями моментов являются как бы недогруженными. Известно, что в сжатых с малым эксцентрицитетом железобетонных элементах с прямоугольной эпюрой моментов разрушение происходит от поперечных деформаций и сопровождается образованием продольных трещин. При треугольной эпюре моментов развитие поперечных деформаций и распространение по длине колонны продольных трещин может задерживаться, во-первых, менее напряженными участками, во-вторых, узлом примыкания ригеля к колонне, который действует как мощное поперечное армирование.

В лаборатории предварительно-напряженных железобетонных конструкций НИИЖБ автором совместно с

канд. техн. наук А. И. Боровиковым были испытаны опытные образцы (далее называемые основными колоннами) в половину натуральной величины, представляющие собой участки колонн 5-этажного промышленного здания между нулевыми моментными точками. Они имели сечение 200×200 мм и длину 2200 мм. Основные колонны испытывали на специальной установке, обеспечивающей одновременное воздействие продольной силы, изгибающего момента с обратносимметричной треугольной эпюрой и поперечной силы (рис. 3.4. *а*, *б*).

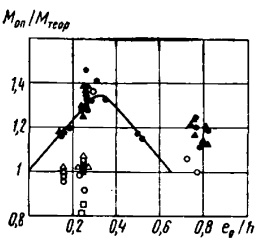


Рис. 3.5. График изменения коэффициента условия работы $m_к$ и его сопоставление с опытными данными ($M_{оп}/M_{теор}$)

Для сравнения с основными колоннами испытывали близнецы колонны-эталоны длиной 1100 мм по обычной методике при одновременном действии N и M с прямоугольной эпюрой. Для многоэтажных промышленных зданий эксцентрицитет колеблется в пределах 0,1—0,3 м. Соответственно для опытных колонн эксцентрицитет был принят в пределах 0,05—0,15 м, а в нескольких образцах e_0 составляло около 0,03 м, т. е. продольная сила прикладывалась в ядровой точке. Всего было испытано 47 колонн (в том числе 13 колонн-эталонов), из которых 20 предварительно-напряженных: четыре с 19 проволочными прядями и 16 со стержнями из стали класса А-V. Обычная продольная арматура принята из стали класса А-III. Внецентренно-сжатые с большим эксцентрицитетом колонны имели в сечении 4 обычных или напрягаемых стержня; внецентренно-сжатые колонны с малым эксцентрицитетом — 8 стержней из обычной арматуры либо смешанное армирование: 4 угловых стержня из напрягаемой арматуры.

На рис. 3.5 представлены результаты испытания колонн. На графике по вертикали отложено отношение предельных моментов: опытного $M_{оп}$ к теоретическому $M_{теор}$, по горизонтали отложен относительный эксцентрицитет e_0/h (где h — высота сечения колонны). Залитые кружки, треугольники и квадраты соответствуют основ-

ным колоннам, светлые — колоннам-эталонам (кружки — обозначение для обычных колонн, треугольники — для предварительно-напряженных колонн, квадраты — для бетонных колонн). Из рисунка видно, что основные колонны по сравнению с колоннами-эталонами имели повышенную несущую способность. Для внецентренно-сжатых колонн с большим эксцентрицитетом ($e_0/h > 0{,}7$)

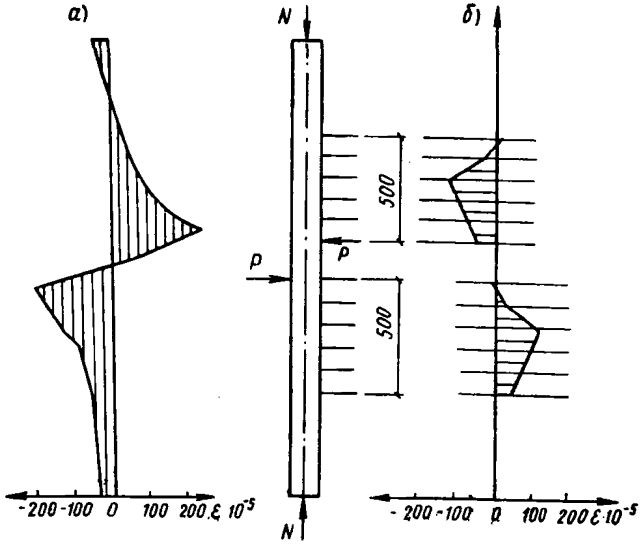


Рис. 3.6. Эпюры деформаций по длине колонны

а — продольных (левая грань); *б* — поперечных (боковая грань)

это объясняется тем, что узловой участок между силами P находится в сложном напряженном состоянии: от воздействия N, P и Q между точками приложения сил P возникает силовой поток сжатия, а в перпендикулярном ему направлении — силовой поток растяжения. Последний добавляется к напряжениям растяжения от M и в результате возникает трещина *2* (см. рис. 3.4, *в*), направление которой отклоняется за плоскость действия силы P в точку O силовым потоком сжатия. Поэтому трещина *1*, возникающая первой в месте действия максимального момента, впоследствии не развивается или соединяется с трещиной *2*. Несколько позже возникает трещина *3*, которая развивается по мере нагружения в

направлении точки O. Сечение, проходящее через эту точку, является расчетным, что подтверждается графиками продольных деформаций сжатия на рис. 3.6, *а*, где их пики находятся за пределами действия силы P в районе участка с точкой O. Оно расположено на расстоянии $0{,}5\ h$ от точки приложения силы P (см. рис. 3.4, *в*):

$$M = M_{\text{макс}}\left(1 - \frac{0{,}5h}{l}\right), \tag{3.11}$$

где $M_{\text{макс}}$ — наибольшая ордината треугольной эпюры моментов.

Подсчеты показали, что отношения опытных моментов к теоретическим, рассчитанным из формулы (3.11) по первому случаю внецентренного сжатия, находятся в пределах 0,97—1,08, т. е. опытные значения близки к теоретическим.

При втором случае внецентренного сжатия прочность основных колонн значительно выше прочности колонн-эталонов (до 40% в зависимости от уклона треугольной эпюры моментов). Около границы между первым и вторым случаями внецентренного сжатия (при $e_0/h = 0{,}3...$ 0,35) уклон эпюры наиболее крутой, и соответственно было получено наибольшее увеличение прочности основных образцов.

Несущая способность внецентренно-сжатого элемента зависит от длины участка, на котором развиваются предельные поперечные деформации, сопровождающиеся образованием продольных трещин. В традиционных испытаниях с прямоугольной эпюрой моментов длина участка, как правило, составляет не менее $3h$. В испытанных основных колоннах длина участка, на котором наблюдались наибольшие поперечные деформации, не превышала $1—1{,}5\,h$ (рис. 3.6, *б*). Это объясняется, во-первых, тем, что часть колонны между силами P препятствовала развитию поперечных деформаций в районе пика моментов, выполняя роль усиленного поперечного армирования, и, во-вторых, тем, что уменьшение величины момента из-за уклона треугольной эпюры моментов также ограничивало размеры участка с максимальными поперечными деформациями. Момент в сечении, ограничивающем участок разрушения, определится из условия обеспечения его трещиностойкости

$$M = R_{\text{т}}^{\text{н}} W_{\text{т}} + Ne_2, \tag{3.12}$$

где в правой части равенства — общепринятые обозначения. За пределами этого сечения разрушение не может произойти, так как эксцентрицитет приложения внешней силы N (при постоянной ее величине и треугольной эпюре моментов) убывает по длине элемента.

На рис. 3.5 опытным значениям близко соответствует кривая, построенная для основных колонн по теоретическим значениям, определенным по формуле

$$m_к = e^{\frac{4e_0}{l}\left(2-\frac{e_0}{e_{0гр}}\right)}, \qquad (3.13)$$

где l — длина треугольной эпюры моментов; e_0 — начальный эксцентрицитет приложения внешней силы N; $e_{0гр}$ — граничный эксцентрицитет приложения внешней силы N; e — основание натуральных логарифмов; $m_к$ — коэффициент условий работы, учитывающий особенности работы колонны с треугольной эпюрой моментов.

Таким образом, момент в расчетном сечении определяется с учетом $m_к$ по формуле

$$M = M_{макс}/m_к. \qquad (3.14)$$

Момент $M_{макс}$ принимается в каркасе здания по грани ригеля, консоли или по верху фундамента.

Теоретические моменты, вычисленные для основных колонн с учетом коэффициента условия работ $m_к$, не превышали опытных значений (наибольшее отклонение составляло не более 10%).

В типовом проектировании часто требуется, чтобы колонны имели минимальное число типоразмеров и схем армирования. При этом если при e_0/h в пределах 0,1—0,5 (что отмечается, как правило, в нижних этажах здания) прочность колонны с учетом $m_к$ не обеспечивается, то на участке, равном $(1—M/M_{макс})\,l$, целесообразно ввести поперечное армирование в виде сварных сеток и проверить расчетом прочность колонны на его границе с частью колонны без косвенного армирования. Если и в этом случае прочность не обеспечивается, рекомендуется ввести дополнительное продольное армирование. Длину участка следует принимать не больше $2h$, так как дальнейшее ее увеличение не дает существенного повышения несущей способности колонны, а расход арматуры значительно увеличивается.

Следует отметить, что отрицательное влияние предварительного напряжения на прочность колонн не проя-

вилось. Более того, несущая способность предварительно-напряженных колонн оказалась несколько выше несущей способности колонн с обычным армированием. Причина заключается в том, что уровень предварительного напряжения был невысок (не превышал 0,15 $R_{пр}$) и поэтому находился в пределах точности опыта.

Наличие треугольной эпюры моментов во внецентренно-сжатых колоннах отразилось и на их трещиностойкости. Трещиностойкость основных колонн была выше трещиностойкости колонн-эталонов на всем диапазоне изученных эксцентрицитетов. С уменьшением эксцентрицитета разница в трещиностойкости основных колонн и эталонов увеличивалась вследствие более позднего развития неупругих деформаций в сжатой зоне бетона основных колонн. Трещиностойкость основных обычных и предварительно-напряженных колонн удовлетворительно оценивается приближенным методом с использованием ядровых моментов, предложенным профессорами А. А. Гвоздевым и С. А. Дмитриевым, если влияние неупругих деформаций учитывать коэффициентом 0,9, который вводится к $r_{я}^{в}$ (где $r_{я}^{в}$ — расстояние от центра тяжести сечения до ядровой точки). Для колонн-эталонов вместо 0,9 достаточен коэффициент 0,8.

При пробном проектировании были получены данные об эффективности неразрезных предварительно-напряженных колонн многоэтажного здания, разработанных с учетом их действительной работы (на примере трехпролетной пятиэтажной рамы под полезную нагрузку на перекрытие 100 МПа): экономия металла составила около 20% на колонны или 8% на каркас; приведенные затраты на колонны снизились на 15%, на каркас — на 4%; срок монтажа колонн сократился в 3 раза.

Выводы. 1. Жесткий узел и треугольная эпюра моментов ограничивают участок развития предельных поперечных деформаций в колонне. В результате отдаляется граница микроразрушений и повышается несущая способность. При проектировании это учитывается коэффициентом условия работы $m_к$ по формуле (3.13).

2. Обжатие не более 0,15 $R_{пр}$ практически не снижает несущую способность колонны и может не учитываться в расчетах.

3. Трещиностойкость колонн следует оценивать приближенным методом с использованием ядровых моментов с учетом коэффициента 0,9, который вводится к $r_{я}^{в}$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Светов А. А.** Исследование действительной работы предварительно-напряженных сжатых элементов (прочность и устойчивость). М., НИИЖБ, 1971.

2. **Светов А. А.** Влияние предварительного напряжения на несущую способность гибких сжатых стержней. «Бетон и железобетон», 1966, № 3.

3. **Светов А. А., Копылова В. И.** Прочность предварительно-напряженных коротких внецентренно-сжатых элементов с малыми эксцентрицитетами. — В кн.: Предварительно-напряженные железобетонные конструкции производственных зданий и инженерных сооружений. Под ред. д-ра техн. наук проф. Г. И. Бердичевского. М., Стройиздат, 1969.

4. **Светов А. А.** Исследование внецентренно-сжатых предварительно-напряженных колонн прямоугольного сечения. — В кн.: Действительная работа несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. Под ред. д-ра техн. наук проф. Г. И. Бердичевского. М., Стройиздат, 1973.

5. **Светов А. А., Григорьев Н. И.** Предварительно-напряженные колонны для промышленных зданий. «Бетон и железобетон», 1972, № 6.

6. **Светов А. А.** Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости гибких предварительно-напряженных колонн. Реферативный сборник № 2 «Межотраслевые вопросы строительства». ЦИНИС, 1969.

7. Строительные нормы и правила. «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» (СНиП II-В.1-62*). М., Стройиздат, 1970.

8. **Хакимов Ш. А.** Некоторые вопросы прочности центрально и внецентренно-обжатых железобетонных изгибаемых элементов. «Строительство и архитектура Узбекистана», 1972, № 8.

Раздел II
ИССЛЕДОВАНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЖИЛЫХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Глава 4
ИССЛЕДОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРЫТИЙ

§ 1. Условия закрытия нормальных трещин в многопустотных панелях с проволочной арматурой

Исследованиями, проведенными НИИЖБ, было установлено, что в атмосфере без загрязнений при относительной влажности воздуха до 60% проволочная арматура не корродирует, даже если в конструкции есть трещины с шириной раскрытия до 1 мм, и не восприимчива к коррозионному растрескиванию под напряжением [1, 5].

Так, в работе [4] отмечалось, что в элементах, изготовленных с напрягаемой высокопрочной арматурой и используемых в помещениях, где опасность коррозионного разрушения арматуры сведена до минимума (жилые здания, здания электротехнической, радиотехнической и легкой промышленности), появление трещин при действии нормативной нагрузки допустимо при условии ограниченной ширины их раскрытия.

Нормы [6] для предварительно-напряженных элементов с арматурой класса В-II, Вр-II, Ат-VI и выше допускают кратковременное раскрытие трещин шириной до 0,15 мм при условии их полного закрытия в течение почти всего периода эксплуатации. Если эти элементы эксплуатируются в закрытых помещениях с неагрессивной средой, предполагается длительное раскрытие в них трещин шириной не более 0,1 мм.

Опыт проектирования предварительно-напряженных конструкций показывает, что во многих случаях количество рабочей арматуры в сечении элемента выбирается из условия обеспечения требуемой трещиностойкости, а для прочности — с некоторым избытком. Это особенно характерно для конструкций, в которых арматуру класса Вр-II натягивают электротермическим способом.

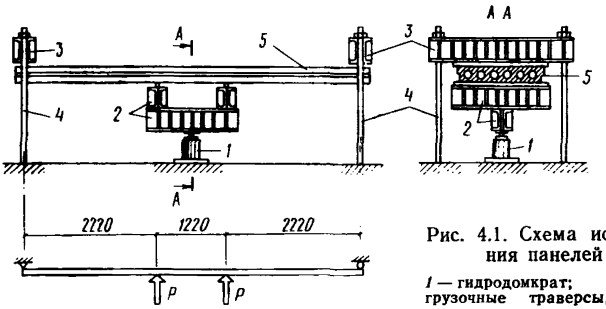


Рис. 4.1. Схема испытания панелей

1 — гидродомкрат; *2* — нагрузочные траверсы; *3* — опытные траверсы; *4* — тяжи; *5* — испытуемая панель

Дифференцированный и несколько смягченный подход к трещиностойкости ряда конструкций, рекомендуемый в работах [4, 6], ведет к более полному использованию прочностных свойств арматуры класса Вр-II и к сокращению ее расхода в изделиях.

Авторы исследовали условия раскрытия и закрытия трещин в нормальных сечениях многопустотных панелей с напрягаемой проволочной арматурой класса Вр-II. В основу экспериментальной части положена методика, применявшаяся ранее [3].

Были испытаны многопустотные панели перекрытий, изготовленные из тяжелого бетона марки 200, с напрягаемой высокопрочной проволочной арматурой диаметром 5 мм из стали класса Вр-II. Изготовлено и испытано две серии (9 панелей). Основные данные по изготовлению и испытанию опытных панелей представлены в табл. 4.1. Процент армирования сечения (графа 6) определяется отношением $F_a/F_{прив}$ 100%, где F_a и $F_{прив}$ — площадь сечения арматуры и приведенная площадь всего сечения. Учитывая, что наблюдения за появлением трещин, их закрытием и поведением в процессе испытаний представля-

Таблица 4.1

Основные данные по изготовлению и испытанию опытных панелей

Серия	Способ предварительного напряжения арматуры	Группа образцов	Номер опытной панели	Армирование	μ, %	$\sigma_{0,2}$, МПа	$\sigma_{вр}$, МПа	R_o, МПа	$R_{исп}$, МПа	R_p, МПа	Нагрузка, Н/м² нормативная	Нагрузка, Н/м² расчетная	Схема расположения напрягаемой арматуры в сечении панелей
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I	Электротермический	Э-0,3	3	21∅5	0,276	713,1	1407,3	16,9	28,1	2,08	6500	8000	
			1		0,286	732,3	1376,2	17,2	27,7	1,96			
		Э-0,2	14	14∅5	0,203	716,7	1417,7	15,7	25,4	1,82	4700	5700	
			15		0,194	685,6	1392,6	16,1	25,1	1,8			
8*		Э-0,1	14*	7∅5	0,101	784,6	1408	15,3	29,9	2,1	2300	2900	
II	Механический	М-0,2	5	16∅5	0,22	993,9	1724	15	25,9	1,85	6500	8000	
			11		0,201	981,1	1755,8	15,7	22,8	1,61			
		М-0,1	8	8∅5	0,103	1019,5	1804,5	15,5	26	1,86	3250	4000	
			9		0,107	1002,2	1724	16	23,6	1,74			

Обозначения: μ — процент армирования панелей; $\sigma_{0,2}$ — предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь; $\sigma_{вр}$ — предел прочности на растяжение напрягаемой арматуры; R_o — прочность бетона на сжатие в момент его обжатия предварительно-напряженной арматурой; $R_{исп}$ — прочность бетона на сжатие в момент образования трещины в бетоне; R_p — предел прочности бетона на растяжение.

Примечание. В графах 12 и 13 нагрузки представлены без учета собственной массы панелей, равной 3000 Н/м².

ют собой одну из главных задач, панели испытывали в перевернутом положении (рис. 4.1).

Расстояние между силами P назначали исходя из того, чтобы в зоне чистого изгиба перевернутой панели изгибающий момент от собственной массы изделия (с учетом веса опорных траверс и тяжей) был практически равен моменту от собственной массы панели, находящейся в стадии эксплуатации. Насосная станция позволяла поэтапно увеличивать и сбрасывать нагрузку, а также многократно повторять цикл «нагрузка-разгрузка».

Совокупность применяемых в ходе испытаний приборов и характер их расположения обеспечивали возможность фиксировать момент появления первой трещины в бетоне растянутой зоны, деформации в арматуре и бетоне по высоте панели в сечении с трещинами и без них, изменение ширины раскрытия трещин в ходе приложения циклической нагрузки.

Испытание каждой панели включало три этапа. На первом этапе в результате постепенного увеличения нагрузки на конструкцию появлялась первая, нормальная к продольной оси элемента трещина. Над трещиной, на верхней поверхности панели устанавливали специальный микроскоп (с ценой деления 0,004 мм), позволяющий определять ширину раскрытия трещин. После измерения ширины раскрытия трещины нагрузку сбрасывали теми же этапами, что и при нагружении образца. Кроме фиксации отсчетов по всем приборам поэтапно измеряли ширину раскрытия трещин, чтобы определить момент ее закрытия. Первый этап испытания заканчивался полным сбросом нагрузки.

Перед началом второго этапа испытаний на месте появления трещины устанавливали приспособления для измерения ширины ее раскрытия (индикаторы часового типа с ценой деления 0,001 мм). На втором этапе испытаний изучали работу панелей при воздействии длительно действующих (или часто встречающихся) и кратковременно действующих (или редко встречающихся) нагрузок с учетом действующих норм [6].

К длительно действующим нагрузкам относились все постоянно действующие нагрузки: собственная масса, масса конструкций пола и перегородок, и считалось, что при действии этих нагрузок трещины должны быть закрыты. Сумма длительно действующих нагрузок и временной (полезной), составляющей для рассматриваемых

конструкций в среднем 2000 Н/м², принималась за редко встречающиеся нагрузки.

В отличие от ряда других конструкций элементы перекрытий в жилых и общественных зданиях могут в период эксплуатации многократно подвергаться действию полной нормативной нагрузки, что является их спецификой.

Необходимость исследования рассматриваемых многопустотных панелей в условиях такой специфики связана с недостатком экспериментальных данных об изменении ширины раскрытия трещин в условиях многократного их раскрытия и закрытия. В работе [3] данные ограничивались двумя-тремя циклами «нагрузка-разгрузка». Существенное значение имеет несколько пониженное сцепление проволочной арматуры диаметром 5 мм класса Вр-II с бетоном марок 200—250 по сравнению с бетоном марки 300, что может привести к потере сцепления арматуры с бетоном на значительной длине в обе стороны от трещины и в связи с этим к увеличению прогибов панели.

На втором этапе испытания нагрузку увеличивали до момента появления ранее образовавшейся первой трещины; этот уровень нагрузки принимали за кратковременно действующую нагрузку. Далее следовал многократно повторяющийся процесс сброса и возрастания нагрузки в пределах ее полезной (временной) величины. Таким образом, имитировался процесс, соответствующий условию эксплуатации многопустотных панелей в перекрытиях жилых и общественных зданий; он воспроизводился до тех пор, пока не стабилизировалось раскрытие трещин. Заканчивался этап уменьшением нагрузки до нуля с фиксацией момента закрытия трещины или остаточной величины ее раскрытия.

На третьем этапе испытуемую панель доводили до разрушения.

Прочность бетона на растяжение при изгибе определяли на основании результатов дополнительных испытаний на изгиб целых (без трещин) опорных частей панели. Действию растяжения подвергали верхнюю зону панели, лишенную напрягаемой арматуры. Опытные и расчетные нагрузки, отвечающие моменту трещинообразования, у большинства панелей оказались близкими между собой (максимальная разница между ними составляла +8% и —10%). Однако для панелей № 14

Таблица 4.2

Экспериментальные характеристики испытанных панелей

Номер панели	Процент армирования μ	Интенсивность предварительного напряжения арматуры $\sigma_{0,2}/\sigma_{вр}$	Высота сжатой зоны		Приращение напряжений в арматуре $\Delta\sigma_a$, МПа	Способ предварительного напряжения в арматуре
			абсолютная величина, $x_т$, см	относительная величина $\xi_т$		
1	0,3	0,53	12,9	0,655	44,3	Электротермический
3	0,3	0,51	12,8	0,65	47,2	
14	0,2	0,51	9,5	0,48	81	
15	0,2	0,5	10,5	0,53	59,2	
14*	0,1	0,55	5,45	0,276	278	
5	0,2	0,58	9,3	0,47	81,5	Механический
11	0,2	0,56	10,1	0,51	79,5	
8	0,1	0,56	5,65	0,286	340	
9	0,1	0,58	4,65	0,236	209	

и 15 опытный момент трещиностойкости оказался соответственно на 16,8 и 25,7% меньше теоретического, подсчитанного по нормам [6]. Это можно объяснить тем, что при изготовлении их в сжатой зоне возникли так называемые технологические трещины.

Напряженное состояние в сечении с трещиной может быть оценено высотой сжатой зоны, шириной раскрытия трещины и приростом напряжений в арматуре.

Высоту сжатой зоны сечения в момент образования трещин определяли с учетом напряженного состояния в бетоне, имевшегося до начала испытания панелей и вызванного силами обжатия предварительно-напряженной арматурой и действием собственного веса конструкции. В опытных образцах $\sigma_{0,2}/\sigma_{вр}$ при электротермическом способе натяжения составило в среднем 0,52, а при механическом — 0,57. Условно примем, что в первом случае меньшая, а во втором — бо́льшая интенсивность натяжения арматуры; анализ данных табл. 4.2 показывает, что $\xi_т$ и $\Delta\sigma_a$ зависят от процента армирования и не зависят от интенсивности предварительного напряжения в арматуре.

Контроль за закрытием трещин при уменьшении нагрузки осуществлялся тензометрами и тензорезисторами на бетоне и арматуре, а также микроскопом.

Существенно важным в изучаемой задаче является вопрос о величинах напряжений в арматуре в сечении в момент появления трещины ($\sigma_{тр}$).

Опытные значения суммарных $\sigma_{тр}$ в арматуре ($\sigma_{тр}=$ $=\sigma_{0,2}+\Delta\sigma_a$, где $\sigma_{0,2}$— предварительное напряжение с учетом всех потерь на день испытания конструкции) представлены на графиках (рис. 4.2). При $\sigma_{0,2}/\sigma_{вр}=$

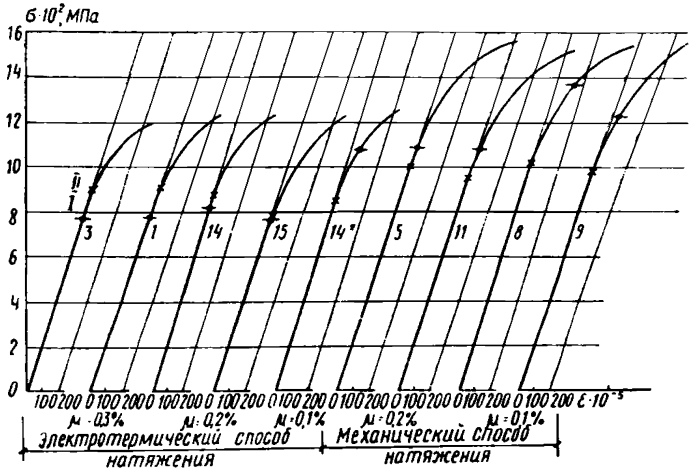
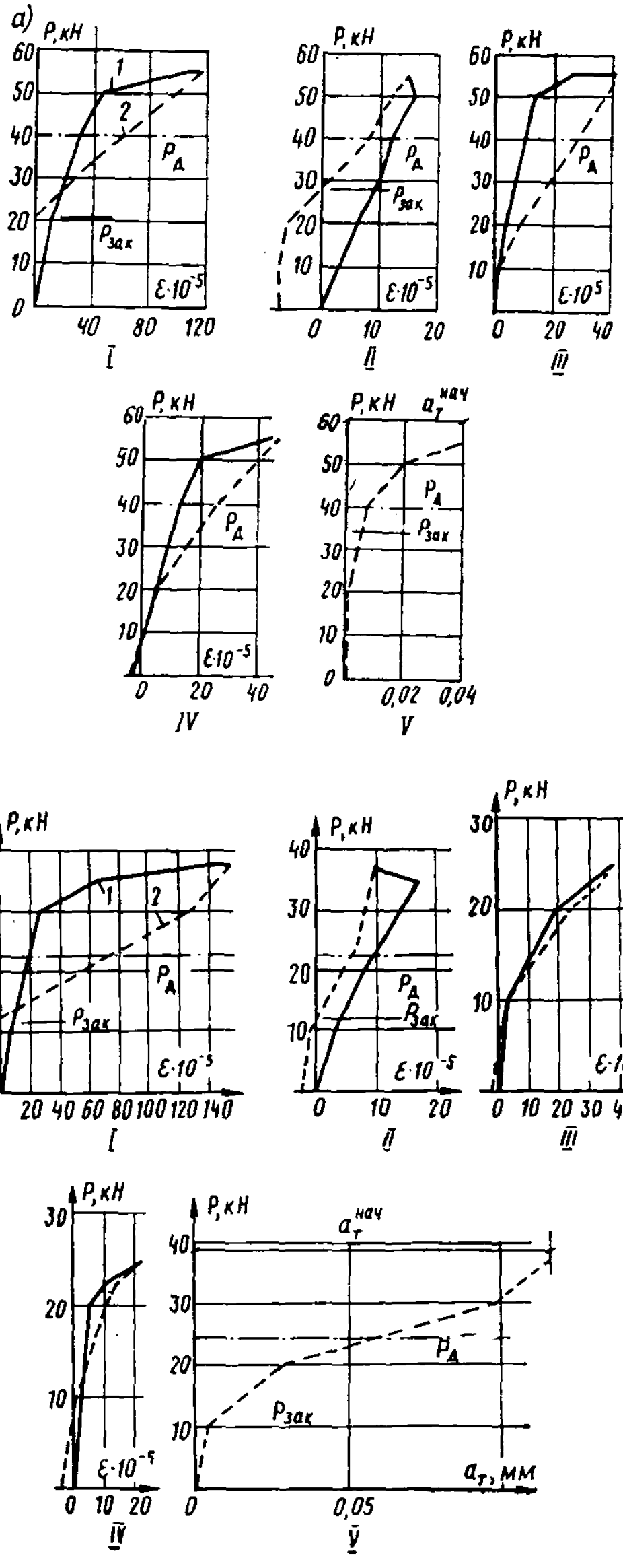


Рис. 4.2. Зависимость напряжений от деформаций напряжений арматуры панелей

I — место $\sigma_{тр}$ на графике; *II* — начало отклонения графика от прямой линии (цифры у кривых обозначают номера панелей)

$=0{,}52$ и при $\mu=0{,}3\%$ (панели № 1 и 3) значения $\sigma_{тр}$ сравнительно далеко отстоят от точки графика, где его прямолинейная часть переходит в криволинейную. В этом случае не происходит потерь предварительного напряжения в арматуре и накопления остаточных пластических деформаций в ней. Для панелей № 14 и 15 с $\mu=0{,}2\%$ значения $\sigma_{тр}$ располагаются значительно ближе к отмеченной точке перехода и, наконец, в панели № 14 * при $\mu=0{,}1\%$ значение $\sigma_{тр}$ превосходит точку перехода, что создает условия для проявления в арматуре пластических деформаций.

При $\sigma_{0,2}/\sigma_{вр}=0{,}57$ и $\mu=0{,}2\%$ в панелях № 5 и 11 значения $\sigma_{тр}$ располагаются несколько выше точки перехода. Однако пластические деформации в этом слу-


а)
P, кН
60
50
40
30
20
10
0
1
2
P_A
$P_{зак}$
$\varepsilon \cdot 10^{-5}$
40
80
120
I
P, кН
60
50
40
30
20
10
P_A
$P_{зак}$
$\varepsilon \cdot 10^{-5}$
0
10
20
II
P, кН
60
50
40
30
20
10
P_A
$\varepsilon \cdot 10^{5}$
0
20
40
III
P, кН
60
50
40
30
20
10
P_A
$\varepsilon \cdot 10^{-5}$
0
20
40
IV
P, кН
$a_T^{нач}$
60
50
40
30
20
10
0
P_A
$P_{зак}$
0,02
0,04
V
б)
P, кН
40
30
20
10
0
1
2
P_A
$P_{зак}$
$\varepsilon \cdot 10^{-5}$
20 40 60 80 100 120 140
I
P, кН
40
30
20
10
P_A
$P_{зак}$
$\varepsilon \cdot 10^{-5}$
0
10
20
II
P, кН
30
20
10
$\varepsilon \cdot 10^{-5}$
0 10 20 30 40
III
P, кН
30
20
10
$\varepsilon \cdot 10^{-5}$
0 10 20
IV
P, кН
$a_T^{нач}$
40
30
20
10
P_A
$P_{зак}$
a_T, мм
0
0,05
V

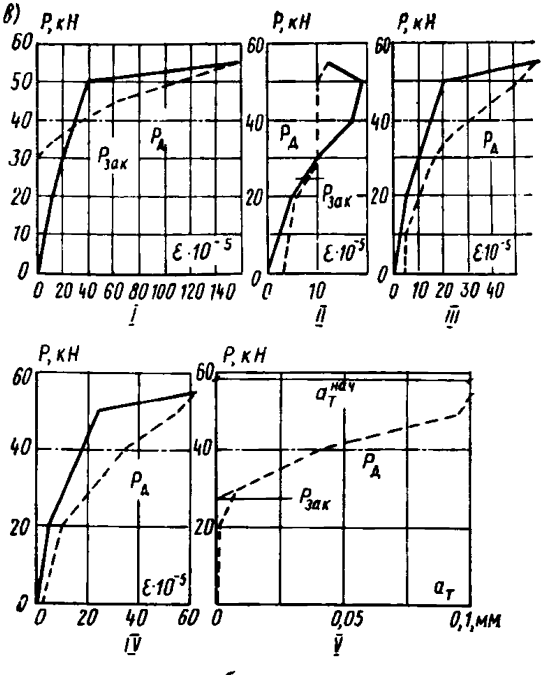


Рис. 4.3. Закрытие трещин в бетоне при первичном снятии нагрузки до нуля

а — Э-0,3, $N_{0,2}$=294 кН; *б* — Э-0,2, $N_{0,2}$ =197 кН; *в* — М-0,2, $N_{0,2}$ =306 кН; приборы на бетоне: *I* — тензометры; *II* — тензорезисторы; *III* — тензометры; приборы на арматуре: *IV* — тензорезисторы; *V* — микроскоп; *1* — подъем нагрузки; *2* — сброс нагрузки

чае, как показал анализ, невелики и не могут привести к потерям предварительного напряжения в арматуре. В панелях № 8 и 9 (μ=0,1%) по аналогии с панелью № 14 * создаются условия для проявления в арматуре больших пластических деформаций. Обращает на себя внимание тот факт, что условный предел текучести арматуры, натягиваемой механическим способом, выше, чем для арматуры предыдущей группы панелей. Это объясняется отсутствием воздействия электронагрева, разупрочняющего материал арматуры.

Анализ результатов испытания показал, что внешняя полезная нагрузка на конструкцию в момент закрытия трещин $P_{зак}$ составляет 20 кН для панелей группы Э-0,3 и 10 кН для панелей Э-0,2 (рис. 4.3, *а*, *б*). Это относится к образцам с меньшей интенсивностью натяжения арматуры. Для образцов с большим натяжени-

ем (группа М-0,2) $P_{зак}$=25 кН (рис. 4.3,*в*). В образцах с μ=0,1% трещины не закрывались даже при полном сбросе полезной нагрузки.

Логично предположить, что в образцах с μ=0,3, и 0,2% при дальнейшем снятии с конструкций указанных величин полезной нагрузки будет идти процесс зажатия трещины. Приведенные данные о значениях $P_{зак}$ свидетельствуют о том, что в образцах групп Э-0,3 и М-0,2 степень зажатия бетона в трещине должна быть выше, чем в образцах Э-0,2. Вычисленные по опытным данным напряжения сжатия бетона непосредственно около трещины после полного сброса полезной нагрузки подтверждают это; так, в образцах групп Э-0,3 и М-0,2 и группы Э-0,2 напряжения достигли

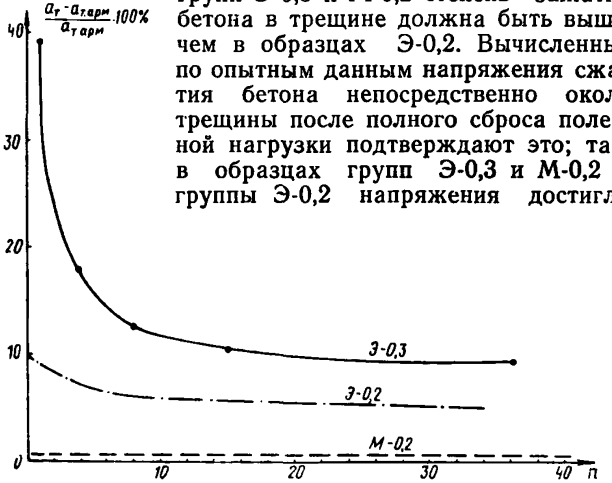


Рис. 4.4. Изменение ширины раскрытия трещины в бетоне на участках с арматурой $a_{т.арм}$ и без нее $a_т$ в зависимости от числа циклов нагрузки n

соответственно 1,5 и 0,6 МПа. Наряду с этим следует подчеркнуть, что во всех испытанных панелях на уровне длительно действующей нагрузки $P_д$ трещины не закрываются (см. рис. 4.3).

Расположение измерительных приборов позволило определить разницу в ширине раскрытия трещин на участках непосредственно под напрягаемой арматурой ($a_{т.арм}$) и на участках, где ее нет ($a_т$). На рис. 4.4 эта разница представлена в виде относительной величины и условно обозначена $\Delta a_т$. Характер изменения этой раз-

ницы в зависимости от числа циклов нагрузки свидетельствует о том, что на первых циклах нагрузки она пропорциональна μ и зависит от интенсивности предварительного напряжения в арматуре: при $\sigma_{0,2}/\sigma_{вр}=0,52$ и $\mu=0,3$ и 0,2% разница составляет 40 и 10% соответственно, при $\sigma_{0,2}/\sigma_{вр}=0,57$ разницы нет.

С увеличением числа циклов $\Delta a_т$ в образцах Э-0,3 и Э-0,2 резко убывает и после 15—20 циклов нагружения

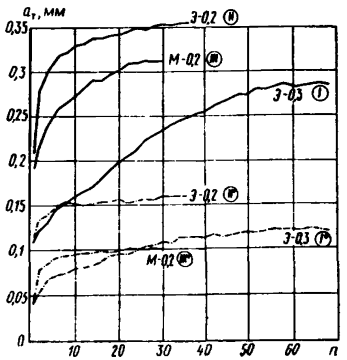


Рис. 4.5. Изменение ширины раскрытия трещин на верхнем (I, II, III) и нижнем (I*, II*, III*) уровнях нагрузки в зависимости от числа циклов нагрузки n

стабилизируется и составляет всего 9—5%, в образцах М-0,2 значение $\Delta a_т$ по-прежнему близко нулю.

Такое изменение $\Delta a_т$ можно объяснить тем, что в момент появления трещин их раскрытие, соответствующее $a_{т.арм}$, меньше $a_т$ из-за сдерживающего влияния арматуры. По мере увеличения числа циклов нагрузки происходит нарушение сцепления арматуры с бетоном, увеличивается депланация сечения с трещиной, и раскрытие трещин по ширине изделия становится практически одинаковым. Следует отметить, что в образцах с $\mu=0,2\%$ доля бетона в общем моменте трещиностойкости и прирост напряжений в арматуре (табл. 4.2) в момент образования трещины в бетоне больше, чем в панелях с $\mu=0,3\%$. Поэтому в этих образцах происходит большее удлинение арматуры в сечении с трещиной и нарушение сцепления арматуры с бетоном на большей длине, что приводит к снижению сдерживающего влияния арматуры и уменьшению $\Delta a_т$.

Изменение ширины раскрытия трещин в зависимости от числа циклов нагрузки (рис. 4.5) свидетельствует об идентичном характере изменения $a_т$ для приведенных случаев армирования: постепенном росте ширины раскрытия трещины и последующей ее стабилизации. В образцах группы Э-0,3 (кривая *I*) стабилизация наступила позже, чем в образцах Э-0,2 и М-0,2 (кривые *II* и *III*). Нагрузка появления трещин в образцах Э-0,2 меньше, чем в образцах Э-0,3, а перепад в уровнях нагружения для всех панелей был одинаковым. При этих условиях в образцах Э-0,2 перепад явился большей нагрузкой с точки зрения величины размаха в уровнях «нагрузка-разгрузка», и это, возможно, вызвало более быстрое нарушение сцепления арматуры с бетоном в сечении с трещиной.

Несмотря на то что нагрузка появления трещин в образцах Э-0,3 и М-0,2 совпадала, развитие трещин происходило по-разному, что можно объяснить следующими причинами. Увеличение раскрытия трещины при повторной нагрузке — следствие совместного проявления пластических свойств бетона сжатой зоны и постепенного нарушения сцепления арматуры с бетоном в обе стороны от трещины. В момент ее появления в образцах М-0,2 происходит более серьезное нарушение сцепления, чем в образцах Э-0,3 (см. значения $a_т^{нач}$ на рис. 4.3, *а, б*), а поэтому в случае М-0,2 трещина раскрывается и стабилизируется быстрее.

Ширина раскрытия трещины при ее стабилизации на верхнем уровне нагрузки $a_{т.кон}^{верхн}$ (см. рис. 4.5) в образцах Э-0,3 составляет 0,285 мм, в образцах Э-0,2— 0,355 мм и в образцах М-0,2 — 0,31 мм. Обращает на себя внимание и то, что $a_{т.кон}^{верхн}$ для образцов Э-0,2 больше, чем для образцов М-0,2. Это можно объяснить тем, что принятое значение перепада в уровнях нагружения в образцах Э-0,2 является большей нагрузкой с точки зрения величины размаха в уровнях повторной нагрузки. Ширина раскрытия трещины при ее стабилизации на нижнем уровне нагрузки $a_{т.кон}^{нижн}$ в образцах Э-0,3* составляет 0,125 мм, а в образцах Э-0,2*—0,16 мм и в образцах М-0,2*—0,105 мм. Отметим, что значения $a_{т.кон}^{нижн}$ для образцов Э-0,3* и М-0,2* близки между собой, так как силы $N_{0,2}$, характеризующие собой активное воз-

действие на закрытие трещин со стороны напрягаемой арматуры при уменьшении нагрузки, также близки между собой: 294 и 306 кН соответственно. Для образцов Э-0,2* $N_{0,2}$ составила всего 197 кН.

Испытания показали, что трещины на нижнем уровне нагрузки после стабилизации их ширины раскрытия не закрываются. Однако в образцах Э-0,3* и М-0,2* ширина раскрытия трещин после 25—30 циклов не превышала 0,1 мм. В панелях с $\mu=0{,}1\%$ на втором этапе испытания ширина раскрытия трещин совместно с перемещениями панелей интенсивно увеличивалась при очень медленном росте нагрузки, так что зафиксировать рост нагрузки в пределах увеличения ширины раскрытия трещин до 0,1 мм не удавалось.

Результаты наблюдений по закрытию трещин в ходе последнего сброса были сопоставлены с аналогичными наблюдениями, сделанными в ходе первичного сброса. Оказалось, что повторно прикладываемый (т. е. циклический) характер нагружения приводит к уменьшению нагрузки, при которой трещина закрывается.

Опыт эксплуатации жилых и общественных зданий показывает, что полная реализация на перекрытиях всей нормативной нагрузки с последующим снижением ее до уровня длительно действующей части может осуществляться за весь срок службы здания не более 40—50 раз. При этом числе циклов загружения ширина раскрытия трещин на обоих уровнях загружения стабилизируется (см. рис. 4.5). Это позволяет допустить, что принятая методика испытаний хотя по форме соответствовала кратковременным загружениям, в действительности имитировала длительный характер приложения нагрузки.

Полученные опытами значения $a_{т.кон}^{верхн}$ сопоставлены с теоретическими, вычисляемыми по формуле, приведенной в [6]:

$$a_т = KK_c C_д \eta \frac{\sigma_a}{E_a} 20\ (3{,}5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}\,.$$

Коэффициенты принимались: $K=K_c=1$; $C_д=1{,}5$; $\eta=1{,}2$. Сопоставление значений $a_т$ в момент появления трещин (табл. 4.3) показало, что опытные и теоретические значения ширины раскрытия трещин в 3—7 раз отличаются друг от друга. Это можно объяснить тем, что площадь бетона растянутой зоны панелей, видимо, не сразу выходит из работы.

Таблица 4.3

Сопоставление опытных и теоретических величин раскрытия трещин в момент их появления

Группа образцов	Ширина раскрытия трещин, мм	
	опытная	теоретическая
Э-0,3	0,04	0,24
Э-0,2	0,12	0,28
М-0,2	0,1	0,27

Сопоставление $a_т$ с учетом циклического действия нагрузки (табл. 4.4) показывает, что теоретические значения раскрытия трещин $a_{т.теор}$ превышают опытные $a^{верхн}_{т.кон}$ на 15—30%. Это свидетельствует о возможности применения формулы СНиП для определения ширины раскрытия трещины в многопустотных панелях с учетом длительного действия нагрузки.

Таблица 4.4

Сопоставление опытных и теоретических значений раскрытия трещин с учетом циклического характера действия нагрузки

Группа образцов	Ширина раскрытия трещин, мм	
	опытная $a^{верхн}_{т.кон}$	теоретическая $a_{т.теор}$
Э-0,3	0,29	0,377
Э-0,2	0,31	0,418
М-0,2	0,355	0,41

Сравнивая результаты опытных и теоретических $a_т$ в момент появления трещин (первый случай) и с учетом приложения циклической нагрузки (второй случай), отметим, что получаемыми в первом случае значениями $a_т$ (т. е. при кратковременном действии нагрузки) нельзя пользоваться для оценки многопустотных панелей перекрытий по раскрытию трещин.

Выводы. 1. При уменьшении полезной нагрузки после однократного загружения до нуля закрытия трещин на уровне длительно действующей ее части не происходит. В образцах с $\mu=0{,}2$ и 0,3% трещины закрываются при нагрузках, составляющих соответственно 50 и 70%

длительно действующей части нормативной нагрузки. В панелях с процентом армирования 0,1 закрытия трещин вообще не происходит.

2. При повторных нагрузках ширина раскрытия трещин возрастает на обоих уровнях загружения, причем изменение ширины раскрытия носит затухающий характер. При воздействии длительно действующей части нормативной нагрузки ширина раскрытия трещин для образцов Э-0,3, Э-0,2 и М-0,2 равна соответственно 0,1; 0,16 и 0,1 мм.

3. Многопустотные панели перекрытий, используемые в условиях с неагрессивной средой, при $\mu=0{,}3$ отношением $\sigma_{0,2}/\sigma_{вр}=0{,}52$ (т. е. с электротермическим способом предварительного напряжения арматуры) и под расчетную нагрузку 8000 Н/м² (без учета собственной массы) отвечают требованиям СНиП II-21-75 по раскрытию трещин и могут быть рекомендованы к применению как конструкции, имеющие раскрытие трещин не более 0,1 мм в условиях длительно действующей нагрузки. Для этих панелей переход на третью категорию трещиностойкости по СНиП II-21-75 позволяет снизить расход рабочей арматуры на 8—10%.

4. Разница в раскрытии трещин непосредственно под арматурой и на участках, где ее нет, с ростом числа циклов резко убывает, а после 15—20 циклов нагружения раскрытие трещин по ширине панелей становится практически одинаковым.

5. Действие повторных нагрузок приводит не только к увеличению ширины раскрытия трещин, но и к уменьшению уровня нагрузок их закрытия.

6. Ширина раскрытия трещин для многопустотных панелей с проволочной арматурой класса Вр-II при длительном действии нормативной нагрузки может определяться по формуле СНиП [6].

7. У рассматриваемых панелей в момент образования трещины ширина ее раскрытия по формуле СНиП II-21-75 по сравнению с опытом дает завышенный (в 5—7 раз) результат. Это означает, что получаемыми в указанных условиях значениями $a_т$, т. е. при кратковременном действии нагрузки, нельзя пользоваться для оценки многопустотных панелей по раскрытию трещин.

§ 2. Трещиностойкость многопустотных панелей перекрытий при воздействии монтажных нагрузок

При проектировании многопустотных панелей перекрытий на нагрузки, возникающие при подъеме панелей или складировании, расчет осуществляется, как правило, по приближенной расчетной схеме, учитываю-

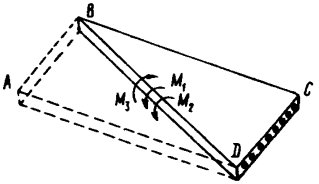


Рис. 4.6. Схема действия изгибающих моментов в диагональном сечении панели

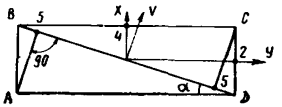


Рис. 4.7. Расположение главных осей и характерных точек *2*, *4*, *5* на плане панели

щей появление только растягивающих напряжений в бетоне на верхней поверхности конструкции. Это растяжение обусловлено рядом факторов. Многопустотную панель поднимают только за три петли, несмотря на наличие в ней четырех монтажных петель и использование при подъеме четырехстропных пауков; один из углов панели оказывается свободно висящим. В результате этого свисающая диагональная половина, действуя как нагрузка с изгибающим моментом M_1 (рис. 4.6), вызывает на верхней поверхности панели в районе диагонали *BD* растягивающие напряжения, действие которых может привести к образованию трещин в бетоне. Кроме этого, внецентренное приложение усилий обжатия от предварительно-напряженной арматуры, действующее как изгибающий момент M_2 (см. рис. 4.6), также способствует возможности образования трещин в этом месте.

Основанные на этих представлениях расчеты, выполненные в ЦНИИЭП жилища для многопустотных панелей перекрытий из бетона марки 200 с высокопрочной предварительно-напряженной арматурой из стали классов Вр-II (при наличии на проволоке дополнительных анкерных головок на опоре), Ат-V и Ат-VI, пред-

полагают появление таких трещин. Поскольку трещины в верхней зоне недопустимы, так как снижают трещиностойкость нижней зоны и жесткость панели в целом, проектировщики вынуждены были увеличивать марку бетона на одну ступень, чтобы избежать образования трещин.

Однако многочисленные наблюдения, проводившиеся НИИЖБ в течение ряда лет на различных предприятиях страны, свидетельствуют о том, что при подъеме панелей даже с прочностью бетона 11—12 МПа предполагаемые расчетом трещины не появляются. Поэтому, чтобы предотвратить необоснованный перерасход цемента при переходе на более высокую марку бетона, было решено проверить, насколько существующий расчет отражает действительную работу панелей, и в случае необходимости скорректировать его.

В основу экспериментальной проверки работы конструкции была положена методика, использованная в работе [2].

Испытывали панели, изготовленные из бетона марки 200 с предварительно-напряженной высокопрочной арматурой диаметром 5 мм из стали класса Вр-II, имеющей дополнительные анкерные головки, на специальном стенде, имеющем в точках *B, C, D* три неподвижные опоры в вертикальном направлении и одну (в точке *A*) подвижную, выполненную в виде винтового домкрата (рис. 4.7). Такие условия обеспечивали возможность испытания панелей при трех- и четырехточечном опирании. В ходе испытаний на панели прикладывали равномерно распределенную нагрузку, имитирующую возможное увеличение собственной массы конструкции в момент начала ее подъема. Деформации бетона измеряли тензометрами и тензорезисторами, прогибы панелей — прогибомерами. Всего было испытано три панели.

Результаты измерения прогибов панелей при четырехточечном их опирании свидетельствуют о том, что они изгибаются в направлении двух взаимно перпендикулярных осей *X* и *Y*; направление кривизны вдоль этих осей одинаково. При трехточечном опирании было установлено, что в направлении диагонали *BD* конструкция деформируется (прогибается) так, что точки *B* и *D* располагаются выше точки *2* (см. рис. 4.7), а в направлении диагонали *AC* конструкция выгибается так,

что точки *A* и *C* располагаются ниже точки *2*. Это свидетельствует о том, что направления кривизны вдоль диагоналей *BD* и *AC* различны. Поверхность, характеризуемая такими особенностями, именуется антиклассической [2], или же поверхностью отрицательной гауссовой кривизны.

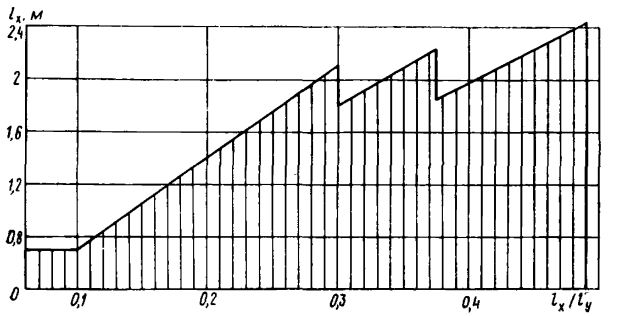


Рис. 4.8. Диаграмма проверки трещиностойкости многопустотных панелей на действие монтажных нагрузок

Таким образом, экспериментально было установлено, что наличие пустотных каналов в панели не изменяет характер ее работы как пластинки, имеющей опоры как по четырем, так и по трем углам. Это позволило для данного случая применить полученное в работе [2] решение о распределении напряжений и деформаций для прямоугольной в плане пластины, опертой по углам на три точки, рассматривая ее как ортотропную плиту с конструктивной анизотропией. В указанной работе напряжения и деформации в пластине при трехточечном ее опирании по углам определяются исходя из учета работы элемента на изгиб вдоль осей *X* и *У* (при четырехточечной схеме опирания) и на изгиб вдоль оси *V* совместно с кручением пластины относительно осей *X* и *У* при двухточечной схеме опирания по диагонали. Отсюда следует необходимость в проверке трещиностойкости сечений пластины при ее изгибе вдоль указанных осей.

Проведенное в пределах упругой работы бетона сопоставление опытных и расчетных значений напряже-

ний в бетоне для наиболее характерных точек *2, 4, 5* (см. рис. 4.7) панели свидетельствует о достаточно близком их совпадении.

Как уже отмечалось, при расчете многопустотных панелей для стадии их подъема учитывалось лишь действие изгибающих моментов M_1 и M_2 (см. рис. 4.6), вызывающих растягивающие напряжения на верхней поверхности панели. Однако анализ действительной работы конструкции в условиях ее подъема указывает на возникновение здесь сжимающих напряжений от момента M_3 (см. рис. 4.6), являющегося следствием изгиба панели вдоль диагонали *BD*. Отсутствие трещин в многопустотных панелях при их подъеме можно объяснить взаимным погашением напряжений на верхней поверхности панелей.

Эти расчеты, выполненные с учетом коэффициента динамичности, равным 1,5, показали, что для многопустотных панелей (ГОСТ 9561—66) пролетом до 7 м под полезную расчетную нагрузку 8000 Н/м² и при прочности бетона 14 МПа в момент подъема конструкции трещиностойкость наиболее нагруженных сечений будет обеспечена при ширине панели до 2 м. На основании этих результатов была получена диаграмма (рис. 4.8), позволяющая определить необходимость расчета вновь проектируемой многопустотной панели на монтажные воздействия. Например, если точка пересечения указанных на диаграмме координат для проверяемой панели окажется внутри заштрихованной площади, то это означает, что трещиностойкость верхней зоны этой панели будет обеспечена и сам расчет можно не производить (на диаграмме l_x — ширина панели, а l_y — длина ее).

Следует указать, что применение этой диаграммы ограничено, так как она построена по данным расчета панелей типа ПТ под расчетную нагрузку 8000 Н/м². Для проверки трещиностойкости других типов многопустотных панелей можно рекомендовать расчет, пример которого приведен в научно-техническом отчете[1] НИИЖБ.

Было установлено, что в плитных конструкциях, например, при воздействии монтажных нагрузок есть

[1] Научно-технический отчет по теме 03-Н-1-3.73. Номер государственной регистрации 7305/2333,

места, наиболее опасные с точки зрения трещинообразования в бетоне. Эти места располагаются (см. рис. 4.7): при изгибе панели вдоль оси *X* — в точке *2*, при изгибе панели вдоль оси *У* — в точке *4*, при изгибе панели вдоль оси *V* — в точке *5*, так как в районе этих точек возникают наибольшие изгибающие моменты.

Пользуясь программой для ЭВМ, составленной на

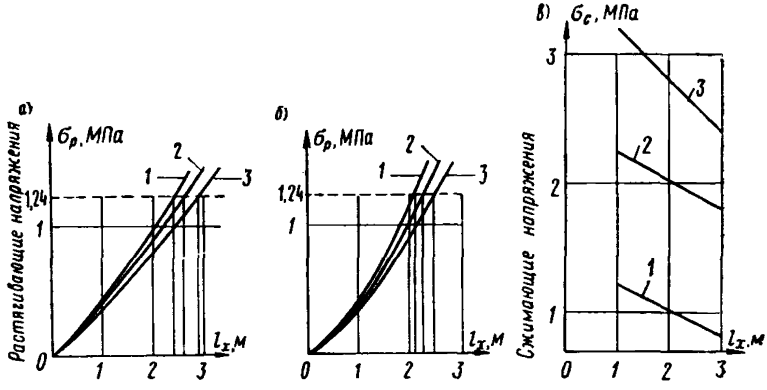


Рис. 4.9. Напряжения в бетоне в районе точек *2*, *4*, *5*, в зависимости от ширины панелей

а—в — для точек соответственно *2*, *5* и *4*; *1—3* — при длине панелей соответственно 7, 6 и 5 м

основании разработанного авторами расчета, был просчитан ряд многопустотных панелей типа ПТ с учетом изменения размеров конструкций по их длине и ширине. На рис. 4.9 показан характер изменения напряжений в бетоне для указанных точек в зависимости от габаритов панелей в плане. Появление трещины в бетоне предполагается при напряжениях $R^{н}_{р140} = 1{,}24$ МПа, отвечающих прочности бетона на сжатие в момент подъема панели, равной 14 МПа. Коэффициент динамичности, возникающий в момент подъема панели, принимался в расчетах равным 1,5.

Данные рис. 4.9, *а* свидетельствуют, что сам по себе рост ширины панели приводит и к увеличению напряжений в точке *2*, так как этот рост увеличивает пролет панели вдоль оси *X*. Помимо этого, момент, когда растягивающие напряжения в бетоне в районе точки *2* достигнут уровня $R^{н}_{р.140}$, зависит и от длины панели

l_Y: с увеличением ее безопасная (т. е. без трещин в районе точки *2*) ширина конструкции уменьшается и по данным рисунка составляет 2,9; 2,6 и 2,4 м при длине панели l_Y соответственно 5, 6 и 7 м. Таким образом, изгиб панелей вдоль оси *X* ограничивает применение панелей названных пролетов по их ширине.

Аналогичный характер увеличения растягивающих напряжений в районе точки *5* при росте ширины панели показан на рис. 4.9, *б*. Это объясняется тем, что в этом случае сумма изгибающих моментов M_1 и M_2 (см. начало статьи) увеличивается быстрее, чем M_3. С увеличением длины панели ее безопасная ширина уменьшается и, по данным рис. 4.9, *б*, составляет 2,45; 2,25 и 2,1 м при длине панели l_y соответственно 5, 6 и 7 м.

Данные рис. 4.9, *в* показывают, что сжимающие напряжения в точке *4* нижней поверхности, являющиеся результатом обжатия бетона предварительно-напряженной арматурой, уменьшаются с ростом ширины панели. Это можно объяснить тем, что с увеличением ширины панели изгибающий момент при изгибе панели вдоль диагонали *BD*, погашающий предварительное обжатие бетона, растет быстрее, чем само предварительное обжатие. В условиях возникающих нагрузок (собственная масса, умноженная на коэффициент динамичности, равный 1,5) предварительное обжатие бетона в районе точки *4* не исчезает (см. рис. 4.9, *в*), а поэтому трещиностойкость бетона в районе этой точки панели при ее длине 5, 6 и 7 м будет обеспечена.

Сравнивая размеры безопасной ширины панелей для точек *2* и *5*, легко установить, что растягивающие напряжения в бетоне в точке *5* ограничивают ширину панели сильнее, исходя из чего работу панели в точке *5*, т. е. на совместное воздействие изгиба конструкции и ее кручения, следует считать более опасной, нежели только на изгиб вдоль оси *X*.

Выводы. 1. Пустотные каналы в панели не изменяют характер ее работы как пластинки, имеющей опоры по четырем или по трем углам, что позволяет рассматривать многопустотную панель как ортотропную плиту с конструктивной анизотропией.

2. При подъеме за три петли панель изгибается в направлении диагонали, соединяющей две работающие петли, в результате чего на верхней ее поверхности возникают сжимающие напряжения. Наблюдаемое от-

сутствие трещин при подъеме многопустотных панелей можно объяснить взаимным погашением сжимающих напряжений и растягивающих, возникающих в результате изгибающего момента от действия свисающей диагональной половины панели.

3. Наиболее опасно с точки зрения образования трещин в панели следует считать ее работу на изгиб вдоль оси *V*. Этот изгиб раньше других воздействий способен вызвать трещины на верхней поверхности панели и тем самым сильнее ограничивает ширину конструкции, при которой эти трещины отсутствуют.

4. Многопустотные панели следует рассчитывать с учетом действия изгибающих моментов вдоль осей симметрии *X* и *У*, а также с учетом совместного действия изгиба и кручения в направлении оси *V*.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Алексеев С. Н., Гуревич Э. А.** Особенности коррозии высокопрочной проволочной арматуры предварительно-напряженных железобетонных конструкций. «Бетон и железобетон», 1967, № 6.

2. **Гитман Ф. Е., Олимпиев В. Г.** Расчет предварительно-напряженных часторебристых панелей перекрытий на монтажно-транспортные нагрузки. «Бетон и железобетон», 1966, № 6.

3. **Дмитриев С. А., Бирулин Ю. Ф.** Раскрытие трещин в предварительно-напряженных железобетонных элементах при повторном загружении. «Бетон и железобетон», 1970, № 5.

4. **Михайлов К. В.** О назначении категорий трещиностойкости предварительно-напряженных железобетонных конструкций. «Бетон и железобетон», 1964, № 7.

5. **Москвин В. М., Алексеев С. Н., Новгородский В. И.** О нормировании ширины раскрытия трещин в предварительно-напряженных железобетонных конструкциях. «Бетон и железобетон», 1965, № 7.

6. Строительные нормы и правила «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» (СНиП II-21-75). М., Стройиздат, 1976.

Глава 5

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ ПЕРЕКРЫТИЙ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Увеличение пролетов и эксплуатационных нагрузок в зданиях и сооружениях различного назначения часто связано с необходимостью ограничения высоты изгибаемых элементов (балок и ригелей) в пределах 1/20—1/40

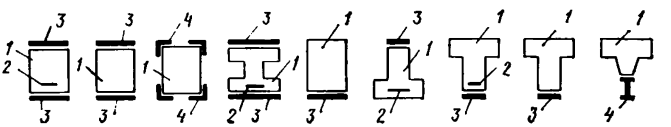


Рис. 5.1. Схемы составных сталежелезобетонных элементов

1 — бетон; *2* — обычная либо напрягаемая арматура; *3* — листовая арматура; *4* — стальной профиль

пролета, что невозможно при применении предварительно-напряженного железобетона. Требуемую высоту можно получить при использовании сталежелезобетонных конструкций. Анализ различных типов сталежелезобетонных изгибаемых элементов (рис. 5.1) показал, что при ограниченных размерах сечения и отсутствии развитой сжатой полки минимальная стоимость характерна для конструкции, состоящей из предварительно-напряженного железобетонного элемента, к сжатой и растянутой граням которого присоединены стальные листы [2]. Такое расположение стали обеспечивает максимальную жесткость элемента по сравнению с другими типами элементов при одинаковом расходе стали. Полностью используются свойства предварительно-напряженного железобетона как материала с большей (по сравнению со сталью) удельной жесткостью и меньшей стоимостью, а недостающие прочность и жесткость компенсируются листовой арматурой.

Применение таких ригелей в многоэтажных общественных зданиях с высотой этажа 3,3 м позволяет при укрупнении сетки колонн до 12×12 м сохранить существующую (при сетке 6×6 м) высоту ригелей 0,45 м и, как следствие, высоту этажа. При использовании железобетонных ригелей с характерными для них высотами потребовалось бы увеличить высоту этажа до 4,2 м (при

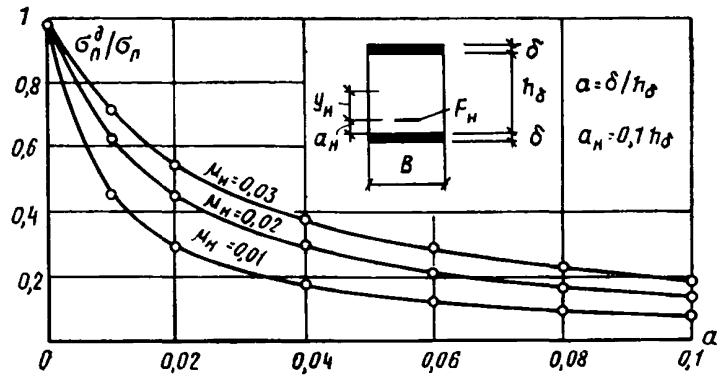


Рис. 5.2. Влияние листовой арматуры на потери предварительного напряжения ($\sigma_п^д$ и $\sigma_п$ — потери предварительного напряжения соответственно в сталежелезобетонном и железобетонном элементах)

сетке 12×12 м), что привело бы к увеличению стоимости здания (только из-за увеличения вертикальных конструкций) на 13,65% и расходов на отопление на 27,3% [2]. Стоимость сталежелезобетонного ригеля почти в 1,5 раза выше стоимости равножесткого[1] железобетонного ригеля, но разность стоимости ригелей составляет всего около 2% стоимости здания. Следовательно, по сравнению с железобетонными сталежелезобетонные ригели позволяют снизить стоимость здания на 11,65%. Сопоставление сталежелезобетонных и стальных ригелей требуемой высоты (0,45 м) показало, что применение сталежелезобетонных более эффективно, так как их стоимость в 1,6 раза ниже, расход стали в 2,2 раза меньше, а поверхность, требующая антикоррозийной и противопожарной изоляции, в 2 раза меньше. Применяемый в Бельгии

[1] В данном случае определяющим является расчет по второй группе предельных состояний.

двух-трехстадийный способ изготовления таких конструкций (рис. 5.1,3) предусматривает присоединение нижнего листа к бетону только после отпуска натяжения напрягаемой арматуры [6]. Обеспечивая беспрепятственное обжатие бетона, этот способ имеет существенные недостатки: повышенная трудоемкость; необходимость дополнительного расхода стали для крепления нижнего листа к готовой балке; отсутствие формовочного контакта (не исключен также зазор) между нижним листом и бетоном приводит к увеличению усилий в связях и к снижению их жесткости на сдвиг, что, в свою очередь, снижает трещиностойкость и увеличивает прогибы элемента; промежуток времени между отпуском натяжения арматуры и присоединением нижнего листа является периодом наиболее интенсивных потерь предварительного напряжения. Согласно [6], листовая арматура присоединена к бетону высокопрочными болтами, анкерами либо приваркой к закладным деталям. Учитывая ограниченные размеры поперечного сечения и большую насыщенность растянутой зоны продольной и поперечной арматурой, размещение анкеров было связано с конструктивными затруднениями.

Чтобы исключить эти недостатки, был разработан одностадийный способ изготовления [3], отличающийся тем, что верхнюю и нижнюю листовую арматуру объединяют с бетоном непосредственно в процессе бетонирования. При этом нижняя листовая арматура предварительно растягивается таким усилием, чтобы после отпуска всего натяжения она укоротилась, не препятствуя свободному обжатию бетона, но сразу после упругого обжатия препятствовала бы потерям предварительного напряжения. Усилие натяжения нижней листовой арматуры определяется по формуле

$$N_0^{\text{л}} = \frac{N_{01}^{\text{н}} \left(J_{\text{п}}/F_{\text{п}} + y_{\text{н}} y_{\text{л}}\right)}{J_{\text{п}} \left(1/nF_{\text{л}} - 1/F_{\text{п}}\right) - y_{\text{л}}^2}, \qquad (5.1)$$

где $N_{01}^{\text{н}}$ — усилие предварительного напряжения (с учетом первых потерь) в арматуре железобетонного составляющего элемента; $F_{\text{п}}$ и $J_{\text{п}}$ — площадь и момент инерции приведенного сечения составного элемента; $F_{\text{л}}$ — площадь сечения нижнего листа; $y_{\text{н}}$ и $y_{\text{л}}$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения составного элемента до

центров тяжести соответственно напрягаемой арматуры и нижнего листа. Одно из достоинств этого способа — возможность изготовления элементов прямоугольного и двутаврового сечения без бортовой оснастки, так как при бетонировании в положении «на боку» стальные пластины служат опалубкой для бетона.

Листовое армирование в растянутой зоне непосредственно после обжатия бетона значительно снижает потери предварительного напряжения в арматуре $F_н$ по сравнению с потерями в аналогичном железобетонном элементе без листовой арматуры (см. рис. 5.2). Это особенно важно для элементов пониженной высоты, для которых определяющим является расчет по второй группе предельных состояний, так как равное усилие предварительного напряжения (с учетом всех потерь) можно получить при меньшем усилии натяжения (что соответствует меньшему количеству напрягаемой арматуры). Действительные потери в напрягаемой арматуре рассматриваемых элементов могут быть определены по формуле

$$\sigma_п^д = \sigma_п/(1 + 1/k);$$

$$k = F_н\left[\left(y'_л + y_н\right)^2/F_л + \left(y_л - y_н\right)^2/F'_л\right]/\left(y_л + y'_л\right)^2, \qquad (5.2)$$

где $\sigma_п$ — потери предварительного напряжения от неупругих деформаций при обжатии, ползучести и усадке бетона, определяемые в зависимости от напряжений в бетоне как для железобетонного элемента.

Поскольку в элементах пониженной высоты нужна мощная поперечная арматура, прочность которой полностью используется только в зоне нейтральной оси элемента, чтобы исключить самостоятельно работающие анкеры и более полно использовать прочностные свойства поперечной арматуры, предложено [3] поперечную арматуру присоединять к листовой и использовать ее одновременно в качестве анкеров. При двойном армировании возможны два способа использования поперечной арматуры в качестве анкеров: полное, когда каждый поперечный стержень присоединен к листовой арматуре двумя концами, и частичное, когда каждый стержень присоединен к листовой арматуре только одним концом.

В сталежелезобетонных элементах (см. рис. 5.1) листовая (профильная) арматура и бетон могут быть объ-

единены при помощи различных соединений (анкерных, болтовых, клееболтовых и клеевых), обладающих определенной податливостью при деформациях сдвига. В зависимости от податливости связей степень включения листовой (профильной) арматуры в совместную работу с бетоном будет различной. Как следствие, будет изменяться напряженное состояние элемента, его трещиностойкость, ширина трещин и деформативность. Это существенно отличает работу листовой (профильной) арматуры от традиционной для железобетона арматуры, поверхность которой (при характерных для нее коэффициентах армирования) обеспечивает при эксплуатационных нагрузках совместность ее деформирования с бетоном. В этой работе задача учета влияния податливости связей при расчете сталежелезобетонных элементов решается при помощи теории составных стержней [1]. Сталежелезобетонный элемент рассматривается как составной, состоящий из железобетонного (бетонного) обычного либо предварительно-напряженного составляющего элемента и листовой (профильной) стали. Поскольку при эксплуатационных нагрузках пластические деформации связей, по-видимому, недопустимы, их работа принята линейной, а коэффициент жесткости шва между бетоном и листовой (профильной) арматурой $\varepsilon_{ш}$ принят постоянным по длине элемента.

Образование трещин. Определение момента образования трещин сводится к отысканию изгибающего момента, действующего на элемент в рассматриваемом сечении и вызывающего такое распределение усилий между листовой (профильной) арматурой и железобетонным составляющим элементом, при котором $M^{а}_{в.б}$ — момент всех сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения железобетонного составляющего элемента, относительно оси, проходящей через его условную ядровую точку, достигнет предельного значения $M^{б}_{т} = R^{н}_{р} W^{б}_{т} + N^{н}_{0,2}(e^{н}_{0} + r^{б}_{у})$, где $W^{б}_{т}$, $N^{н}_{0,2}$, $e^{н}_{о}$, $r^{б}_{у}$ вычисляются только для железобетонного составляющего элемента без учета листового (профильного) армирования. Для сталебетонных и сталежелезобетонных элементов без предварительного напряжения

$$M^{б}_{т} = W^{б}_{т} R^{н}_{р}.$$

Предположим, что при действии произвольной нагрузки первая трещина появилась в произвольном нор-

мальном сечении на расстоянии x от опоры. Из совместного решения уравнений: равновесия усилий в нормальных сечениях, равновесия листовой (профильной) арматуры на участке длиной x, уравнения для определения сдвигающей силы в шве, а также с учетом равенства $M_{т}^{б}=M_{в.б(x)}^{я}$ получаем уравнение для определения момента образования трещин в сталежелезобетонном элементе произвольной формы сечения при произвольной податливости связей:

$$M_{т(x)}=\frac{M_{т}^{б}}{[1-wk_{(x)}]c}, \tag{5.3}$$

где $k_{(x)}$ — коэффициент, учитывающий влияние податливости связей; определяется для наиболее распространенных нагрузок по формулам, приведенным в табл. 5.1; w и c — коэффициенты, учитывающие геометрические и жесткостные характеристики элемента, определяются по формулам:

а) для элементов с двумя пластинами одинаковой толщины

$$w=2v^2/\gamma B_б,\ c=1,\ \gamma=1/E_{ст}F_л+2v^2/B_б^*;$$

б) для элементов с листовой арматурой, расположенной только на одной грани бетона:

$$w=v\left(v\pm r_y^б\right)/\gamma B_б,\ c=1,\ \gamma=1/E_{ст}F_л+$$
$$+1/E_б F_л^б+v^2/B_б,$$

(знак «+» для элементов с листовой арматурой, расположенной в растянутой зоне); (5.4)

в) для элементов со стальным профилем

$$w=v\left(v+r_y^б/c\right)/\gamma\left(B_б+B_{ст}\right),$$
$$c=1/(1+B_{ст}/B_б);$$
$$\gamma=1/E_{ст}F_л+1/E_б F_п^б+v^2/\left(B_б+B_{ст}\right);$$

---

* При выводе уравнения (5.3) для элементов с листовой арматурой, собственная жесткость которой, как правило, на несколько порядков меньше жесткости железобетонного составляющего элемента, приняты допущения: жесткостью листовой арматуры при вычислении суммы жесткостей составляющих элементов и моментом в сечении листовой арматуры можно пренебречь.

Таблица 5.1

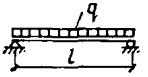
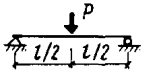
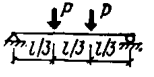
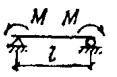
Формулы для определения коэффициентов $k_{(x)}$ и ν

x	$k_{(x)}$	a	x	ν
$0 < x < l$	$1 - \frac{2}{\lambda^2 x(l-x)}\left[1 - \frac{\operatorname{ch}\lambda(l/2-x)}{\operatorname{ch}\lambda l/2}\right]$	—	$l/2$	$\frac{76{,}8}{(\lambda l)^4}\left[\frac{(\lambda l)^2}{8} + 1 - \frac{1}{\operatorname{ch}\lambda l/2}\right]$
$0 < x < a$	$1 - \frac{\operatorname{ch}\lambda(l/2-a)}{\lambda x \operatorname{ch}\lambda l/2}\operatorname{sh}\lambda x$	$l/3$	$l/2$	$\frac{28{,}17}{(\lambda l)^2}\left(\frac{1}{3} - \frac{\operatorname{sh}\lambda l/3}{\lambda l \operatorname{ch}\lambda l/2}\right)$
$a < x < l-a$	$1 - \frac{\operatorname{sh}\lambda a \operatorname{ch}(l/2-x)}{\lambda a \operatorname{ch}\lambda l/2}$			
$0 < x < a$	$1 - \frac{l \operatorname{sh}\lambda(l-a)\operatorname{sh}\lambda x}{\lambda(l-a)x\operatorname{sh}\lambda l}$	$l/2$	$l/2$	$\frac{24(\lambda l/2 - th\lambda l/2)}{(\lambda l)^3}$
$a < x < l$	$1 - \frac{l \operatorname{sh}\lambda a \operatorname{sh}\lambda(l-x)}{\lambda a(l-x)\operatorname{sh}\lambda l}$			
—	—	—	$l/2$	$\frac{8}{(\lambda l)^2}\left(1 - \frac{1}{\operatorname{ch}\lambda l/2}\right)$

Примечание. $\lambda = \sqrt{\gamma e_{ш}}$; $e_{ш}$ — коэффициент жесткости шва.

Таблица 5.2

Значение коэффициента k для определения момента образования и ширины раскрытия трещин и коэффициента ν для определения прогиба

λl	Тип нагрузки							
								
	k	ν	k	ν	k		ν	ν
	$x = l/2$		$x = l/2$		$x = l/3$	$x = l/2$		$x = l/2$
1	0,112	1,15	0,072	0,912	0,094	0,098	0,975	0,904
2	0,294	0,72	0,259	0,715	0,262	0,3	0,727	0,706
3	0,489	0,523	0,399	0,53	0,439	0,502	0,52	0,512
4	0,639	0,377	0,52	0,44	0,568	0,65	0,379	0,368
5	0,732	0,281	0,608	0,294	0,657	0,751	0,284	0,271
6	0,8	0,198	0,667	0,223	0,72	0,816	0,22	0,2
7	0,847	0,166	0,714	0,175	0,765	0,867	0,166	0,153
8	0,88	0,133	0,75	0,141	0,8	0,897	0,132	0,121
9	0,903	0,107	0,778	0,116	0,825	0,926	0,105	0,097
10	0,921	0,089	0,8	0,096	0,845	0,941	0,088	0,079
12	0,944	0,063	0,833	0,07	0,872	0,966	0,062	0,055
14	0,959	0,047	0,857	0,053	0,892	0,979	0,047	0,041
16	0,969	0,036	0,88	0,041	0,907	0,987	0,036	0,031
18	0,976	0,028	0,889	0,033	0,916	0,992	0,029	0,025
20	0,98	0,025	0,9	0,027	0,925	0,995	0,023	0,02
25	0,987	—	0,92	—	0,94	—	—	—
30	0,991	—	0,933	—	0,95	—	—	—
40	0,995	—	0,95	—	0,962	—	—	—
50	0,997	—	0,96	—	0,97	—	—	—

где v — расстояние между центрами тяжести сечений составляющих элементов; $B_б$ и $B_{ст}$ — жесткость соответственно железобетонного составляющего элемента и стального профиля; $F_л$, $F_{ст}$ и $F_п^б$ — площадь сечений соответственно листовой и профильной арматуры и приведенного сечения железобетонного составляющего элемента. Следует отметить, что трещиностойкость сталежелезобетонного элемента в отличие от железобетонного изменяется по длине элемента. Это обусловлено изменением сдвигающей силы по длине шва. Поскольку в практических расчетах трещиностойкость проверяется в сечениях с максимальным изгибающим моментом, в табл. 5.2 приведены численные значения k для характерных сечений.

Деформации. Известно [1], что прогиб составного элемента $f_п$, составляющие стержни которого обладают постоянной, не зависящей от напряженного состояния жесткостью (например, составной стальной элемент), превышает прогиб аналогичного элемента с абсолютно жесткими связями $f_м$ на некоторую величину ($f_λ$), обусловленную взаимными смещениями составляющих стержней: $f_п = f_м + f_λ$.

Специфической особенностью сталежелезобетонных элементов является зависимость жесткости одного из составляющих стержней — железобетонного — от его напряженного состояния, которое, в свою очередь, зависит от податливости связей. С увеличением податливости шва происходит перераспределение внутренних усилий: в листовой арматуре усилия уменьшаются, а в железобетонном составляющем элементе — увеличиваются, что приводит к снижению его жесткости. Следовательно, податливость связей оказывает двоякое влияние на прогибы сталежелезобетонных элементов: увеличивает прогибы вследствие взаимных смещений листовой арматуры и бетона, а после образования трещин способствует снижению жесткости железобетонного составляющего элемента и, как следствие, дополнительному увеличению части прогиба $f_м$.

Если бы связи были абсолютно жесткими и трещины в эксплуатационной стадии отсутствовали, составной сталежелезобетонный элемент можно было бы рассматривать как монолитное упругое тело.

При отсутствии трещин и податливых связях урав-

нение изгиба сталежелезобетонного элемента с листовой арматурой, согласно [1], имеет вид

$$y^{IV} - y^{II}\lambda^2 = q/B_б + \lambda^2 M/B_п, \qquad (5.5)$$

где $B_п$ — жесткость приведенного сечения составного сталежелезобетонного элемента. Пренебрегая изгибной жесткостью листовой арматуры, уравнение для определения прогиба сталежелезобетонного элемента может быть представлено в виде

$$f_п = f_м [1 + (B_п/B_б - 1)\nu], \qquad (5.6)$$

где $f_м$ — прогиб элемента с абсолютно жесткими связями; ν — коэффициент, учитывающий влияние податливости связей, определяемый для наиболее распространенных нагрузок по табл. 5.1 либо по табл. 5.2.

При наличии трещин точное решение задачи определения прогиба значительно усложняется, так как жесткости $B_б$ и $B_п$ являются переменными величинами, зависящими от x и q (либо M). Представляется возможным определять прогибы двумя приближенными способами.

Первый способ расчета основан на использовании известных принятых в [5] формул и формулы (5.6). Вначале сталежелезобетонный элемент рассматривается как железобетонный (листовая арматура учитывается как обычная либо напрягаемая) и по [5] определяется кривизна и часть $f_м$ — прогиба, обусловленная деформациями продольных волокон. Зная кривизну, определяем мгновенную жесткость приведенного сечения сталежелезобетонного элемента: $B_п = \frac{M}{1/\rho}$. Поскольку модуль упругости листовой стали не изменяется, из $B_п$ можно выделить мгновенную жесткость железобетонного составляющего элемента $B_б$. Зная $f_м$, $B_б$ и $B_п$, по формуле (5.6) определяем полный прогиб сталежелезобетонного элемента (с учетом податливости связей).

Второй способ основан на получении опытным путем приближенных зависимостей для определения мгновенной жесткости железобетонного составляющего элемента после образования трещин. Зная $B_б$ и $B_п$, соответствующие конкретному значению нагрузки, можно интегрировать уравнение (5.5). Тогда можно определять прогиб по формуле (5.6) по мгновенным значениям $B_б$ и $B_п$. При этом расчетные значения прогиба будут не-

сколько превышать действительные, так как $B_б$ в сечении с максимальным моментом принята постоянной по длине элемента.

Поскольку в сталежелезобетонных элементах 30—60% жесткости приведенного сечения приходится, как правило, на листовую арматуру, допущения, принятые при определении $B_б$, по-видимому, не могут привести при определении прогиба к существенным ошибкам, какие могли бы быть в железобетонных конструкциях.

Раскрытие трещин. Для сталежелезобетонных элементов со смешанным армированием — листовым и обычным (стержни, пряди, проволока и т. д.) — необходима проверка раскрытия трещин на уровне обычной арматуры. Известно, что раскрытие трещин в железобетонных конструкциях определяется по эмпирическим формулам, в которых раскрытие ширины трещины поставлено в зависимость от напряжения в арматуре. Чтобы использовать эти формулы для расчета сталежелезобетонных конструкций, авторами получено уравнение, позволяющее определить напряжения в арматуре железобетонного составляющего элемента или превышение действующим напряжением в арматуре предварительного напряжения при произвольной податливости связей:

$$\sigma_а = \frac{M(1-w_1\varphi_1 k) - N^н_{0,2}(z_1 \mp e_{ос})}{(F_а + F_н) z_1}, \qquad (5.7)$$

где M — изгибающий момент в рассматриваемом сечении; $N^н_{0,2}$ — усилие предварительного напряжения в арматуре железобетонного составляющего элемента (с учетом всех потерь); $F_а$ и $F_н$ — площадь сечения обычной и напрягаемой арматуры железобетонного составляющего элемента. Для элементов с двумя пластинами одинаковой толщины коэффициент $w_1 = w$, а коэффициент $\varphi_1 = 1$; для элементов с одной пластиной $w_1 = v^2/\gamma B_б$, а $\varphi_1 = 1 \mp (y_а - z_1)/v$; e_x и z_1 определяются для железобетонного составляющего элемента по формулам, приведенным в [5] (без учета листовой арматуры). В формулах для определения $\sigma_а$ и φ_1 знак «—» для элементов с расположением листовой арматуры в растянутой зоне. Значения коэффициента k приведены в табл. 5.1 и 5.2.

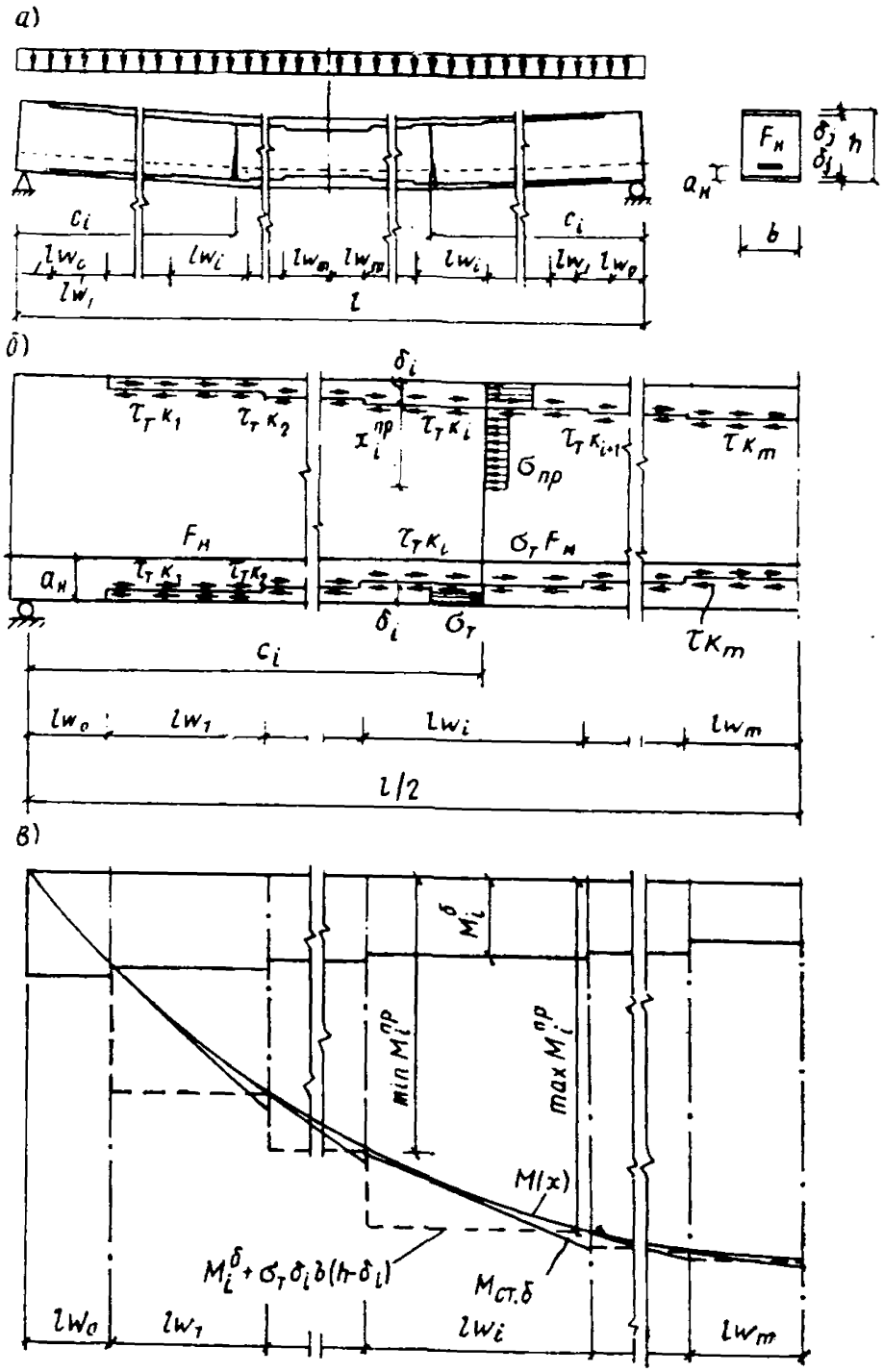


Рис. 5.3. Схемы

а — предварительно-напряженного сталежелезобетонного элемента; *б* — распределения усилий в его швах и нормальном сечении; *в* — эпюры материалов

Зная напряжения в арматуре σ_a, ширину трещины можно определить по формулам действующих норм. Следует отметить, что при вычислении w в формулах (5.4) жесткость железобетонного составляющего элемента $B_б$ должна определяться с учетом ослабления сечения после образования трещины, т. е. расчет выполняется по мгновенной жесткости.

Несущая способность и оптимальное проектирование. Разрушение сталежелезобетонного элемента как составного может произойти по одной из следующих причин:

а) исчерпание прочности бетоном или арматурой в нормальном либо наклонном сечении;

б) исчерпание прочности связями, соединяющими бетон с листовой арматурой, до того, как напряжения в нормальных сечениях бетона и арматуры достигнут предельных значений;

в) потеря устойчивости листовой арматурой, расположенной в сжатой зоне, до того, как напряжения в нормальных сечениях бетона и арматуры достигнут предельных величин.

Предположим, что прямоугольное сечение изгибаемого элемента ограничено размерами $b \times h$ (рис. 5.3, *а*). Элемент шарнирно оперт по концам и загружен равномерной нагрузкой q. Предположим также, что для железобетонного элемента с одиночным армированием при заданных размерах сечения условие прочности удовлетворяется только в пределах крайних участков длиной lw_0, а на остальных участках для обеспечения прочности нормальных сечений необходима постановка листовой арматуры в сжатой и растянутой зонах. Условно разобьем элемент на $2m$ участков длиной lw_j, где $j = 0, 1, 2, ..., i, ..., m$ и $0 < w_j \leqslant 0{,}5$.

Поскольку при заданных размерах сечения оптимальным можно считать элемент минимальной стоимости, то, исходя из соотношения стоимости бетона и листовой арматуры, в некоторых случаях целесообразно принять толщину листовой арматуры переменной по длине элемента и определять ее в пределах каждого участка по формуле

$$\delta_j = \frac{(2\gamma - A)\,h}{2\,(1-A)} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4\gamma^2\,(1 - M_{\text{макс}\,j}/M_б)(1-A)}{(2\gamma - A)^2}} \right], \quad (5.8)$$

где $A = \sigma_{\text{пр}} \alpha_{\text{макс}} (1 - \alpha_{\text{макс}}/2)\,\sigma_т$; $\gamma = 1 - a_н/h$; $M_{\text{макс}\,j}$ — максимальный изгибающий момент в пределах рассмат-

риваемого участка; $M_б$ — предельный момент, воспринимаемый железобетонным элементом с одиночным армированием при заданных размерах сечения.

Следующей задачей является определение минимальной прочности связей (что соответствует минимальному расходу материалов и трудозатратам на их устройство), обеспечивающей равнопрочность составного элемента монолитному. Примем допущение, что материал составляющих элементов и соединяющих их связей подчиняется условной зависимости Прандтля и что связи обладают ограниченной площадкой текучести. Поскольку площадка текучести связей ограничена, представляется целесообразным прочность связей назначать переменной по длине элемента так, чтобы усилия в связях достигали предела текучести приблизительно одновременно на всех участках балки. Согласно [4], одной из форм разрушения составного элемента может быть сдвиг на участке длиной $(c_i—lw_0)$, в пределах которого усилия в связях достигают предельных значений $\tau_т k_1$, $\tau_т k_2$, ..., $\tau_т k_i$, а напряжения в бетоне и арматуре в нормальном сечении на границе этого участка (на расстоянии c_i от опоры) достигают соответственно призменной прочности и предела текучести. Коэффициенты $0 \leqslant k_j \leqslant 1$, учитывающие характер изменения прочности связей, в первом приближении можно принять исходя из эпюры моментов либо обратно пропорционально толщине листовой арматуры $k_1=1$ и $k_j=\delta_j/\delta_1$.

Из условий равновесия усилий в нормальных сечениях железобетонного составляющего элемента и листовой арматуры, равновесия листовой арматуры на участке длиной $c_i—lw_0$, приравняв предельную нагрузку $q_м$, вызывающую образование пластического шарнира в середине пролета, к нагрузке q_i, соответствующей принятой форме разрушения, с учетом равенства $\partial\tau_{мин}/\partial c_i=0$ получаем уравнение для определения минимальной прочности связей и соответствующей этой прочности длины участка разрушения c_i:

$$\tau_{мин}=\left[4M_м c_i\left(l-c_i\right)/l^2-M^{пр}_{б.i}\right]/b\left(lt_i+c_i k_i\right)(h-\delta_i); \quad (5.9)$$

$$c_i=\left[\sqrt{\left(t_i/k_i+M_{б.i}/4M_м\right)k_i^2/t_i^2+1}-1\right]lt_i/k_i, \quad (5.10)$$

где $t_i=\sum_{j=1}^{i-1} k_j w_j—k_i\sum_{j=0}^{i-1} w_j$; $M_м$ — предельный момент,

воспринимаемый сталежелезобетонным элементом в пределах участка m середины пролета.

Если c_i находится в пределах i-го участка, функция $\tau_{мин}$ имеет на этом участке максимальное значение, которое определяется подстановкой (5.10) в (5.9). Если c_i выходит за пределы i-го участка, функция $\tau_{мин}$ является монотонной и наибольшее ее значение следует определять на границах данного участка.

Из полученных для всех участков значений $\tau_{мин}$ выбирается максимальное, которое и является искомой прочностью шва (при принятых значениях k_j), обеспечивающей работу составного элемента как монолитного. Если максимальное значение $\tau_{мин}$ значительно отличается от $\tau_{мин}$ на других участках, значит прочность связей на этих участках полностью не используется. Следует провести корректировку коэффициентов k_j и методом последовательных приближений получить $\tau_{мин}$, приблизительно одинаковую для всех участков. Расчет удобно выполнять на ЭВМ.

Аналогично получаем $\tau_{мин}$ при загружении элемента одной либо двумя сосредоточенными силами:

$$\tau_{мин} = (M_м c_i/a - M_{б.i})/b\ (lt_i + c_i k_i)(h - \delta_i), \qquad (5.11)$$

где $M_м = Pa$ — при загружении балки двумя силами, расположенными на расстоянии a от опор; $M_м = Pa(1-a/l)$ — при загружении балки одной силой, расположенной на расстоянии a от левой опоры. Поскольку функция $\tau_{мин}$ на участке длиной a монотонная, в формуле (5.11) c_i является расстоянием от опоры до границы i-го участка.

Из рис. 5.3 видно, что геометрический смысл минимальной прочности связей заключается в наличии на каждом участке точки касания наклонной линии, характеризующей несущую способность элемента, к эпюре изгибающего момента, а также в том, что расчет прочности связи может быть выполнен графоаналитическим способом.

Полученные зависимости, выведенные для прямоугольного сечения, могут быть использованы также для двутавровых и тавровых с растянутой полкой сечений.

Максимальное расстояние между анкерами сжатого листа в зоне максимальных нормальных усилий, обеспечивающее его устойчивость вплоть до разрушения по

нормальному сечению, может быть определено по формуле

$$u_{\text{макс}} = \pi\delta\sqrt{E_{\text{ст}}/12\sigma_{\text{т}}}/\mu, \qquad (5.12)$$

где μ — коэффициент, зависящий от способа анкеровки.

Поперечная арматура сталежелезобетонного элемента может быть рассчитана как для железобетонного. Если поперечная арматура одновременно выполняет

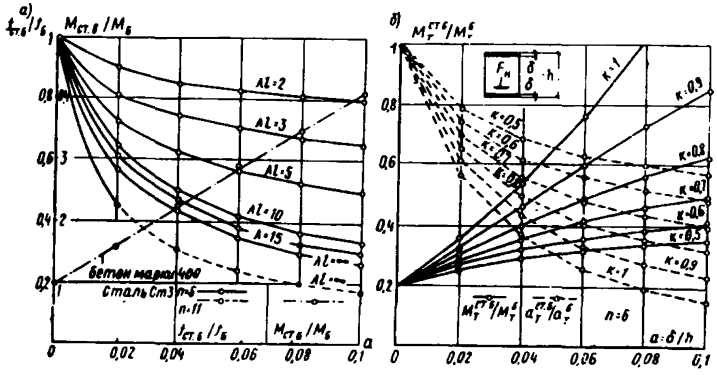


Рис. 5.4. Влияние листовой арматуры и податливости связей

а — на увеличение прочности и уменьшение прогибов; *б* — на увеличение трещиностойкости и уменьшение ширины раскрытия трещин сталежелезобетонного элемента по сравнению с железобетонным при одинаковых размерах сечения

функции связей, она должна быть проверена также на восприятие сдвигающих сил в шве.

На рис. 5.4 видно, что листовая арматура существенно увеличивает несущую способность и трещиностойкость, а также уменьшает ширину трещин и прогибы сталежелезобетонных элементов по сравнению с железобетонными одинаковой высоты. Например, при толщине листа $0{,}06h$ и абсолютно жестких связях ($\lambda l = \infty$ и $k = 1$) прочность и трещиностойкость увеличиваются соответственно в 2,9 и 3,8 раза, а ширина трещин и прогибы уменьшаются соответственно в 3,8 и 2,8 раза. Еще более эффективна листовая арматура в сочетании с керамзитобетоном — при той же толщине листа прогибы уменьшаются в 4,2 раза. Однако вследствие податливости связей этот эффект несколько уменьшается. Так, при той

же толщине листа, но при более податливой связи (например, $\lambda l=5$) трещиностойкость увеличится только в 2,1 раза, а ширина трещин и прогибы уменьшаются соответственно только в 2,1 и 1,6 раза. Следует отметить, что влияние податливости увеличивается с возрастанием толщины листа. Так, при одинаковой податливости связей (например, $\lambda l=5$) приращение прогиба вследствие сдвига при толщине листа $0{,}04h$ составит 40% прогиба элемента с жесткими связями, а при $0{,}08h$ — 75%.

При проектировании сталежелезобетонных элементов следует учитывать влияние податливости связей на экономичность конструкции. Например, при необходимости увеличить трещиностойкость элемента в 2,8 раза по сравнению с максимально возможной для железобетона (при заданных размерах сечения) при $k=1$ достаточно применить лист толщиной $0{,}04h$, в то время как при $k=0{,}8$ толщину листа надо увеличить вдвое. Учитывая соотношение стоимости листовой стали и элементов связи, задача оптимального проектирования сталежелезобетонных элементов, для которых определяющим является расчет по второй группе предельных состояний, сводится к определению минимальной жесткости связи, которая при минимальной толщине листовой арматуры отвечает соответствующим требованиям по образованию трещин, их раскрытию и деформациям.

На рис. 5.4 и из табл. 5.2 видно, что при определенных (для конкретных типов нагрузок) значениях λl коэффициенты k и ν приближаются соответственно к 1 и 0, т. е. податливость связи перестает влиять на работу элемента. При этом элемент можно рассматривать как монолитный, с максимально возможными при заданных размерах сечения жесткостью и трещиностойкостью. Например, при равномерной нагрузке увеличение жесткости связи более чем при $\lambda l=20$ представляется нецелесообразным, так как это уже не повысит жесткость и трещиностойкость элемента.

Поскольку трещиностойкость сталежелезобетонного элемента с податливыми связями изменяется по его длине, то в случае, если максимальный изгибающий момент действует в пределах какого-либо участка (например, зона чистого изгиба), трещинообразование и ширину трещин следует проверять на границах этого участка. Это объясняется тем, что при постоянном значении изги-

бающего момента максимальное значение момента в железобетонном составляющем элементе будет на границах участка, что и приведет к образованию там первых трещин и к их максимальному раскрытию.

Экспериментальное изучение особенностей работы предварительно-напряженных сталежелезобетонных изгибаемых элементов и возможности применения для их

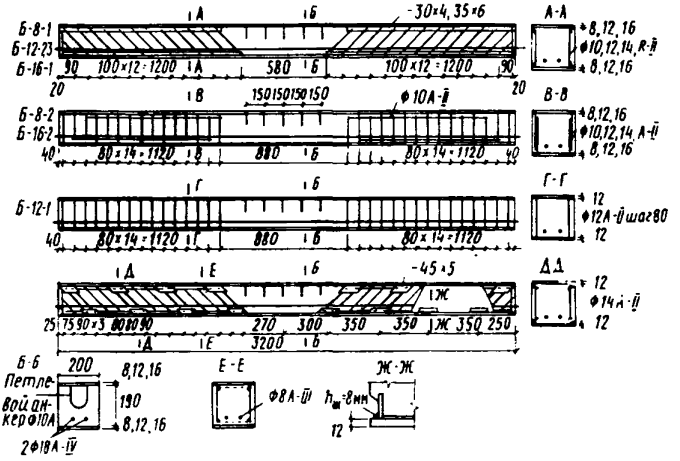


Рис. 5.5. Конструкция опытных балок

расчета предлагаемых теоретических зависимостей проводилось на трех сериях опытных балок со смешанным армированием (рис. 5.5 и табл. 5.3, 5.4, 5.5), в которых варьировались: толщина листовой арматуры, принятая для I, II и III серий соответственно 8,12 и 16 мм; тип связей между листовой арматурой и бетоном; прочность листовой арматуры; усилие предварительного напряжения; способ изготовления. Во всех образцах поперечная арматура, подобранная по расчету на перерезывающую силу, выполняла одновременно функции связей.

Серии I и III состояли из двух балок-близнецов, отличающихся только типом связей (как следствие, прочностью и жесткостью швов). В образцах Б-8-1* и Б-16-1

* Первая цифра в индексе образца обозначает толщину листовой арматуры, вторая — порядковый номер образца в пределах серии.

наклонная поперечная арматура приваривалась к вертикальным полосам, образуя вместе с ними четыре плоских каркаса, которые, в свою очередь, объединялись с листовой арматурой в пространственный каркас. При этом расчетные[1] значения прочности и жесткости шва теоретически должны были обеспечивать прочность и деформативность составного элемента как монолитного. В балках Б-8-2 и Б-16-2 нормальные поперечные стержни приваривались к листовой арматуре только одним концом. Расчетные значения прочности и жесткости шва при таких связях были значительно меньшими, чем при наклонных, и теоретически были ниже требуемых для обеспечения равнопрочности и равножесткости составного элемента монолитному[2]. Контролируемые напряжения в стержневой арматуре балок I и III серий $\sigma_0 = 0{,}9\sigma_т$.

Серия II состояла из пяти балок. Балка Б-12-1 отличалась от Б-12-2 только типом связей (в Б-12-1 связи были податливые, но обеспечивающие равнопрочность составного элемента монолитному, в Б-12-2 — жесткие); балка Б-12-3 отличалась от Б-12-2 только отсутствием предварительного напряжения; балки Б-12-4 и Б-12-5 от остальных балок всех серий отличались использованием высокопрочной листовой арматуры и контролируемым напряжением ($\sigma_0 = 0{,}65\sigma_т$); балка Б-12-4 отличалась от Б-12-5 способом изготовления.

Все балки, кроме Б-12-4, изготовляли одностадийно с использованием листовой арматуры в качестве бортовой опалубки и натяжением нижнего листа усилием, величину которого определяли по формуле (5.1). Балку Б-12-4 изготовляли раздельным способом [6] с присоединением нижнего листа к бетону после отпуска натяжения стержневой арматуры. Изготовление и испытание балок Б-12-4 и Б-12-5 показали, что одностадийный способ не только значительно уменьшил трудоемкость и продолжительность изготовления, но и улучшил эксплуатационные качества конструкции: потери предварительь-

---

[1] Расчетные значения прочности и коэффициента жесткости шва определялись по зависимостям, полученным при экспериментальном исследовании специальных моделей, имитирующих работу анкеров, выполняющих одновременно функции поперечной арматуры.

[2] В дальнейшем наклонные связи будем называть жесткими, нормальные — податливыми.

Таблица 5.3

Сопоставление опытных и расчетных значений момента образования трещин

Индекс образца	Характеристика податливости связей	Момент образования трещин, кН·м: в сталежелезобетонном составном элементе, $M_т \cdot 10^{-4}$ — опытный	в сталежелезобетонном составном элементе, $M_т \cdot 10^{-4}$ — расчетный по формулам [5]		в сталежелезобетонном составном элементе, $M_т \cdot 10^{-4}$ — расчетный по формуле (5.3) при $M_т^б$ по формулам [5]		в железобетонном составляющем элементе, $M_т^б \times 10^{-4}$ — опытный	в железобетонном составляющем элементе, $M_т^б \times 10^{-4}$ — расчетный по формулам [5]		$\frac{M_т^о(l/2)}{M_т^о(l/3)}$	$\frac{8**}{9}$	$\frac{8}{10}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{3}{6}$	$\frac{3}{7}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Б-8-1	21,6	$\frac{75}{75}$	65,9	59,6	$\frac{83,5}{83,2}$	$\frac{76}{75,8}$	27	29,4	26,7	1	0,92	1,01	1,14	1,26	$\frac{0,9}{0,9}$	$\frac{0,98}{0,99}$
Б-8-2	8,3	$\frac{52,5}{63}$	63,4	56,9	$\frac{57,8}{71,2}$	$\frac{51,6}{63,5}$	25	26,8	23,9	1,2	0,93	1,05	0,83	0,92	$\frac{0,91}{0,90}$	$\frac{1,02}{0,99}$
Б-12-1	9,7	$\frac{75}{80}$	88,7	79,7	$\frac{84,2}{101,5}$	$\frac{76,2}{92}$	26,3	31,4	28,6	1,07	0,84	0,92	0,845	0,94	$\frac{0,89}{0,79}$	$\frac{0,98}{0,87}$
Б-12-2	20,3	$\frac{85}{100}$	85,6	74	$\frac{98}{118}$	$\frac{89}{107}$	28	30,4	27,6	1,18	0,92	1,02	0,99	1,15	$\frac{0,87}{0,85}$	$\frac{0,96}{0,94}$
Б-12-3	20,3	23,5	19	—	24,2*	—	7,2	5,6	—	—	—	—	1,24	—	0,97*	—
Б-16-1	29,6	$\frac{105}{125}$	98,3	88,4	$\frac{119}{142}$	$\frac{108,5}{129}$	26,7	29,5	26,9	1,19	0,91	0,99	1,07	1,18	$\frac{0,88}{0,88}$	$\frac{0,97}{0,97}$
Б-16-2	7,5	$\frac{75}{85}$	91,1	81,6	$\frac{77,5}{99,3}$	$\frac{72}{92}$	24,7	28,8	26,7	1,13	0,87	0,93	0,82	0,91	$\frac{0,96}{0,86}$	$\frac{1,03}{0,93}$

* Значение $M_т$ определялось по опытному значению $M_т^б$.

** Отношение данных, помещенных в соответствующих графах.

Примечания: 1. В числителе и знаменателе $M_т$ для сечений соответственно на границах ($l/3$) и в середине ($l/2$) — зоны чистого изгиба.

2. При вычислении данных, приведенных в графах 5, 7 и 10, расстояние до условной ядровой точки $r_я$ было принято с коэффициентом 0,8.

Таблица 5.4

Сопоставление опытных и расчетных значений прогибов

Серия	Индекс образца	Изгибающий момент, при котором определялся прогиб, Н·м	Выгиб перед испытаниями, мм	Прогиб, мм												
				опытный	расчетный											
					по предлагаемой формуле (5.6)			по формулам [5]								
		$M\cdot10^{-4}$	$f_в^o$	f^o	$f_м^т$	$f_λ^т$	$f_п^т = f_м^т + f_λ^т$	$f_1^т$	$f_2^т$	$f_3^т = f_1^т + f_λ^т$	$\frac{f^o - f_п^т}{f^o}\cdot100\%$		$\frac{f^o - f_1^т}{f^o}\cdot100\%$		$\frac{f^o - f_2^т}{f^o}\cdot100\%$		$\frac{f_м^т - f_1^т}{f^o}\cdot100\%$	$\frac{f^o - f_3^т}{f^o}\cdot100\%$
I	Б-8-1	$0{,}68M_р=8{,}5$	2,98	9,51	8,65	0,57	9,22	9,13	10,22	9,7	+2,75	+4	+7,5	−5,45	−2	
	Б-8-2	$0{,}67M_р=8$	3,01	10,3	8,85	1,79	10,64	8,45	9,48	10,24	−3,3	+18	+7,95	+4,52	+0,6	
II	Б-12-1	$0{,}64M_р=9{,}5$	2,88	8,98	6,92	1,65	8,57	6,62	7,5	8,27	+4,56	+26	+15	+4,35	+7,9	
	Б-12-2	$0{,}67M_р=9{,}5$	3,02	7,61	7,05	0,26	7,31	6,86	7,93	7,12	+3,95	+9,85	−4,35	+2,7	+6,45	
III	Б-16-1	$0{,}74M_р=14{,}5$	2,88	10,1	8,67	0,67	9,34	8,22	8,98	8,89	+7,5	+18,6	+10,2	+5,2	+12	
	Б-16-2	$0{,}66M_р=11{,}5$	2,28	9,04	6,78	2,77	9,55	6,43	7,76	9,2	−5,65	+28,9	+14,15	+5,15	−1,73	

Примечание. $f_м$ и $f_λ$ — части полного прогиба, вызванные деформациями соответственно продольных волокон и сдвига. При определении $f_2^т$ по формулам, приведенным в [5], было принято $\psi_а = \psi_б = 1$.

Таблица 5.5

Сопоставление опытных и расчетных значений прочности

Серия	Индекс образца	Характеристика материалов, МПа: бетона $E_б \cdot 10^{-5}$	бетона $R_{пр}$	листовой стали $\sigma_т^л$	Расчетная прочность шва, МПа: требуемая $\tau_{тр}^ш$	по принятым связям $\tau_т^ш$	Разрушающий момент, кН·м: опытный, соответствующий: текучести листовой арматуры $M_р^о \cdot 10^{-4}$	выпучиванию верхнего листа $M_у^о \cdot 10^{-4}$	расчетный: по нормальному сечению $M_р^{т \cdot м} \cdot 10^{-4}$	по шву	$\frac{M_у^о}{M_р^о}$	$\frac{M_р^о}{M_р^{т.н}}$	$\frac{M_р^о}{M_р^{т.ш}}$
I	Б-8-1	0,276	34,5	260	2,22	3,1	125	130	129,5	—	1,04	0,965	—
	Б-8-2	0,276	34,5	260	2,22	1,97	125	—	127	117,5	—	0,94	1,02
II	Б-12-1	0,3	36,9	215	2,52	2,95	149	155	144,3	—	1,04	1,03	—
	Б-12-2	0,287	36,5	215	2,52	3,86	142	167,5	145	—	1,18	0,98	—
	Б-12-3	0,3	36,9	215	2,52	3,86	130	147,5	139,5	—	1,13	0,93	—
	Б-12-4	0,29	33	460	5,18	—	250	—	265,8	—	—	0,94	—
	Б-12-5	0,29	33	460	5,18	—	275	—	255,8	—	1,05	1,07	—
III	Б-16-1	0,292	36,5	245	3,74	5,25	195	240	198,3	—	1,23	0,985	—
	Б-16-2	0,3	36,5	245	3,74	3,12	175	—	195,4	170	—	0,895	1,03

ного напряжения балки Б-12-4 в период между отпуском напрягаемой арматуры и присоединением нижнего листа в 1,7 раза превышали потери в балке Б-12-5 за такое же время; в балке Б-12-4 из-за неровности бетонной поверхности между нижним листом и бетоном образовались зазоры; местами они достигали 3—5 мм, что привело к значительному снижению жесткости и прочности нижнего шва, а это, в свою очередь, уменьшило трещиностойкость и прочность балки (по сравнению с балкой Б-12-5) соответственно на 22 и 10%, а ширину трещин и прогибы увеличило соответственно в 2,8 раза и на 20,5%.

Испытания проводились по схеме шарнирно-опертой балки, загруженной в третях пролета двумя сосредоточенными силами. Нагрузка передавалась ступенями по 5—10% предполагаемой разрушающей. После образования трещин на каждом этапе нагружения выдержки составляли 15 мин, а при нагрузках, составляющих 60 и 80% разрушающих, — 60—100 мин с последующим разгружением. Повторное загружение проводилось по аналогичной программе до разрушения.

Специфической особенностью экспериментального исследования сталежелезобетонных элементов являлась необходимость определить опытные значения: усилий, воспринимаемых листовой арматурой и железобетонным составляющим элементом; сдвигающих усилий в швах и сдвигов Δ_i листовой арматуры относительно бетона; коэффициента жесткости шва и жесткости железобетонного составляющего элемента.

Для этого на боковые грани пластин были наклеены тензодатчики с шагом $a=250...300$ мм, а посредине участков между датчиками и на торцах элемента были установлены приборы для замера сдвигов (рис. 5.6). Опытное значение сдвигающего усилия в i-м участке шва, ограниченном i и $i+1$ датчиками, определяли как разность нормальных усилий в листе на границах этого участка: $T'_i = E_{ст} F_л (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)$. Касательные напряжения [1] в шве и коэффициент жесткости шва определяли по формулам: $\tau_ш = T'_i / ba$ и $\varepsilon_ш = T'_i / \Delta i a$. Часть суммарного из-

[1] После нарушения сцепления листа с бетоном касательные напряжения в шве отсутствуют, и все сдвигающие усилия воспринимаются только связями; однако при обработке результатов испытаний удобнее оперировать условными касательными напряжениями, т. е. дискретное сдвигающее усилие на связь распределить по эквивалентной площади шва.

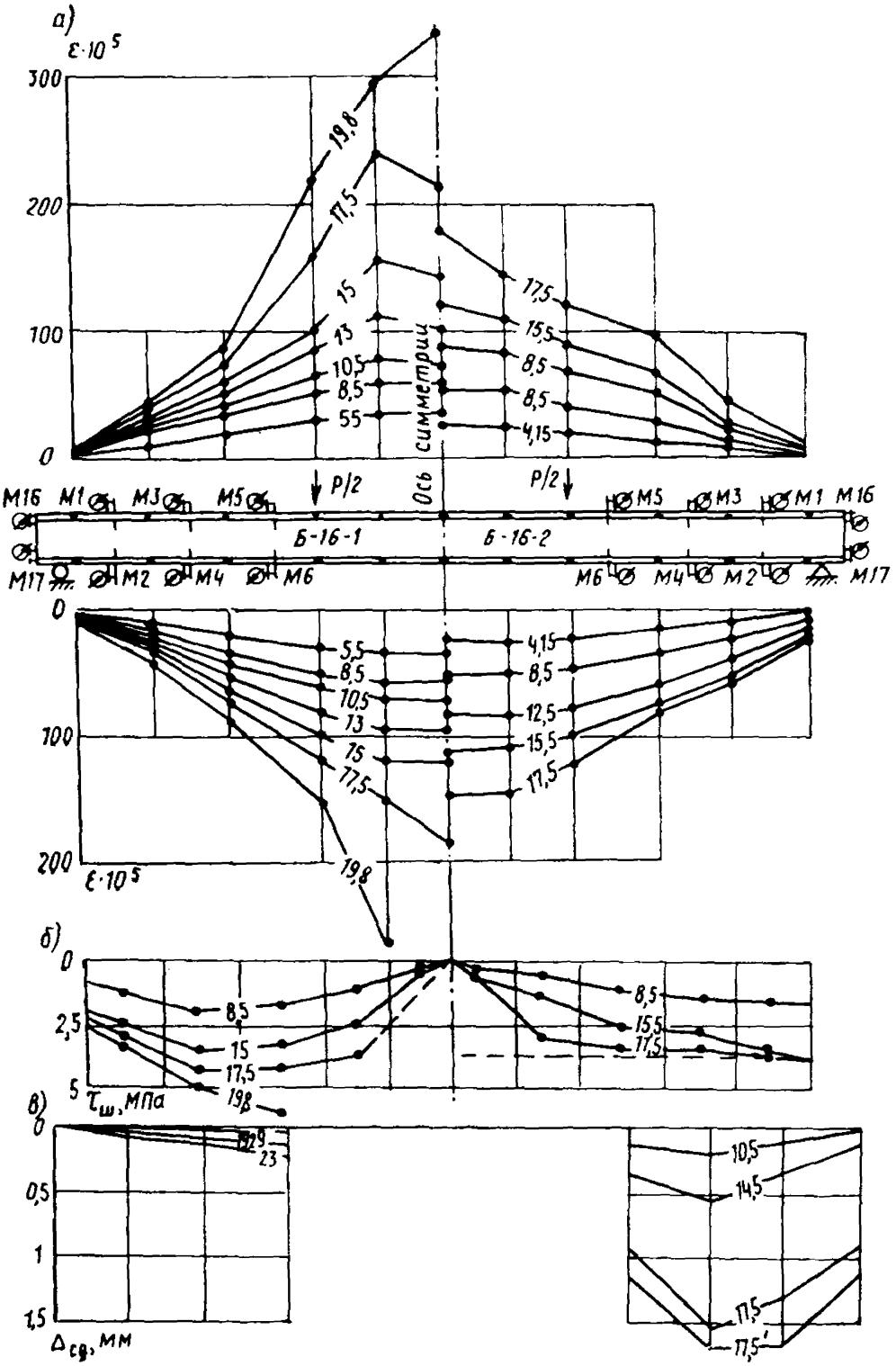


Рис. 5.6. Эпюры

а — деформаций листовой арматуры; *б* — сдвигающих усилий; *в* — сдвигов

гибающего момента M_{i+1}, воспринимаемого железобетонным составляющим элементом в сечении, проходящем через $i+1$ датчик, определяли по формуле $M_{б(i+1)}=$ $=M_{i+1}-(h-\delta)\sum_{j=1}^{i} T'_j$. Жесткость железобетонного составляющего элемента на различных этапах нагружения в балках с податливыми связями определяли по формуле $B^0_{б(p)}=\frac{M_{б(l/2)}}{1/\rho}$, где кривизну определяли по показаниям мессур, установленных на боковой грани железобетонного составляющего элемента на уровне стержневой арматуры и на расстоянии 10 мм от верхней грани бетона[1]. В балках с жесткими связями определение $B^0_{б(p)}$ упрощается. Пренебрегая влиянием податливости связей и учитывая неизменность жесткости стальной части сечения $B_{ст}=0{,}5E_{ст}F_{л}(h-\delta)^2$, жесткость железобетонного составляющего элемента определяли по формуле $B^0_{б(p)}=B^0_{п}-B_{ст}$, где $B^0_{п}$ — жесткость составного элемента, характеризуемая по прогибам либо по кривизне.

Данные о деформациях листовой арматуры, касательных напряжениях в швах и сдвигах, характерные для балок с жесткими и податливыми связями, приведены на рис. 5.6. При жестких связях сдвиги на опорах отсутствовали, а в пролете, как и касательные напряжения в швах, достигали максимальных значений на расстоянии $l/4$—$l/5$ от опор. В этом же сечении располагались наиболее напряженные связи. Это дает основание полагать, что наклонные стержни, подобранные по расчету на перерезывающую силу, обладали такой жесткостью, при которой на торцах элемента создавался эффект жесткого упора [1]. Связи испытывали, в основном, растяжение (почти равномерное по длине стержня), изгибные деформации наблюдались в зоне присоединения стержня к пластинам при нагрузках, близких к разрушающим. Из рис. 5.7, *б* видно, что вплоть до разрушения элемента наклонные связи работали упруго. Сдвиги при нагрузке, составляющей 50% разрушающей, не превышали 0,025 мм, а при разрушающей —0,2 мм.

[1] Следует отметить, что определение кривизны элемента по *продольным деформациям листовой арматуры было бы неверным*, так как вследствие податливости связей деформации листовой арматуры отстают от деформаций смежных с ними волокон и, полученное таким методом значение $1/\rho$ было бы меньше действительного.

В балках с податливыми связями сдвиги были значительно бóльшими, чем при жестких связях: 0,2 мм при нагрузке, составляющей 60% разрушающей, и 1,5 мм при разрушении. Это подтверждает допущение о применимости для податливых связей условной зависимости Прандтля с ограниченной площадкой текучести. Каса-

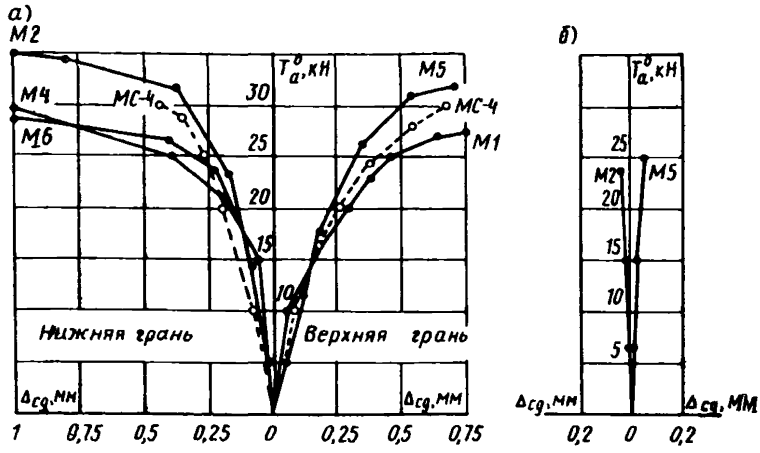


Рис. 5.7. Зависимость деформаций сдвига от сдвигающей силы
а — для нормальных связей (Б-8-2); *б* — для наклонных связей (Б-8-1)

тельные напряжения в шве были меньшими, чем при жестких связях, и близко совпадали с расчетными, определенными по [1], при нагрузках, не превышающих 70% разрушающих. Затем в опорной зоне начинали проявляться пластические деформации связей. При этом скорость приращения напряжений в листовой арматуре уменьшалась, а в железобетонном составляющем элементе увеличивалась. На рис. 5.7, *а* видно, что графики Δ—T_a для нормальных связей, полученные при испытании балок, близко совпадали с аналогичными графиками, полученными при изучении работы связей на специальных моделях.

Образование трещин. Момент образования трещин определяли визуально и при помощи датчиков, наклеенных на бетон на уровне напрягаемой стержневой арматуры. Основные результаты испытаний, связанные с исследованием трещинообразования, приведены в

табл. 5.3. Первые трещины во всех образцах появились на границе зоны чистого изгиба, что соответствует теоретической предпосылке: $M_т(l/2) > M_т(l/3)$. Отношение $M_т(l/2)/M_т(l/3)$ изменялось в пределах от 1,07 до 1,2, причем наибольшее превышение наблюдалось в балках с податливыми связями.

В образцах с жесткими связями трещины образовались при нагрузке, составляющей в среднем 60% разрушающей. Увеличение трещиностойкости этих образцов (по сравнению с расчетной трещиностойкостью железобетонного составляющего элемента) почти линейно зависело от коэффициента листового армирования. Из табл. 5.3 видно, что в аналогичных образцах с податливыми связями (Б-8-2 и Б-16-2) трещины образовались при нагрузке, составляющей в среднем 44% разрушающей, т. е. только вследствие податливости связей трещиностойкость уменьшилась в 1,4 раза. Деформации нижнего листа в момент образования трещин составляли $\varepsilon = 84—92 \cdot 10^{-5}$ в балках с жесткими связями и $\varepsilon = 60—70 \cdot 10^{-5}$ в балках с податливыми связями. Из этого следует, что в сталежелезобетонных элементах образование трещин не может быть поставлено в прямую зависимость от напряжений в листовой арматуре без учета влияния податливости связей. Отсутствие предварительного напряжения в балке Б-12-3 снизило ее трещиностойкость ($M_т = 0{,}19 M_{разр}$) в 3,4 раза по сравнению с трещиностойкостью аналогичной балки Б-12-2.

Опытные значения момента образования трещин были сопоставлены с их расчетными значениями, определенными по формулам [5], не учитывающим влияние податливости связей, и по предложенной формуле (5.3). Из табл. 5.3 видно, что при определении $M_т$ по [5] опытные значения были на 6—12% выше расчетных в балках с жесткими связями и на 18—21,5% ниже расчетных в балках с податливыми связями. При определении $M_т$ по [5], но с учетом 0,8 $r_я$ опытные значения превышали расчетные на 13—26% в балках с жесткими связями, а в балках с податливыми связями были ниже расчетных на 6,3—8,8%.

В формуле (5.3) момент образования трещин предлагается определять по $M_т^б$ — моменту образования трещин в железобетонном составляющем элементе, который, в свою очередь, определяется по действующим для железобетонных конструкций нормам. Для проверки

этого допущения из суммарного момента $M_т^о$, вызывавшего образование первой трещины, выделялся (согласно изложенной ранее методике) момент $M_т^{б.о}$, воспринимавшийся железобетонным составляющим элементом. Сопоставление показало, что для предварительно-напряженных образцов опытные значения $M_т^б$ были на 8,5—17% меньше расчетных, определенных по [5]. Более близким совпадением опытных и расчетных данных было при 0,8 $r_н^б$ — расхождение не превышало +4,5 и —8,5%. В балке без предварительного напряжения (Б-12-3) опытные значения на 22% превышали расчетные, определенные по формуле $M_т^б = R_р W_т^б$. По-видимому, это обусловлено некоторым влиянием листовой арматуры на работу растянутого бетона.

Опытные значения момента образования трещин $M_т^о$ превышали расчетные, определенные по формуле (5.3), в среднем на 13% при вычислении $M_т^б$ с учетом $r_я^б$. Более близким было совпадение при вычислении $M_т^б$ с учетом 0,8 $r_я^б$: расхождение не превышало +2,5 и —4,3%.

Последовательность образования и характер расположения трещин существенно зависели от типа связи. В балках с наклонными связями расположение трещин не совпадало с расположением анкеров. Среднее расстояние между трещинами не зависело от коэффициента листового армирования и составляло в зоне чистого изгиба 9—10 см, в крайних участках 16,5 см. В балке без предварительного напряжения (Б-12-3) среднее расстояние между трещинами в зоне чистого изгиба и в крайних участках было одинаковым —9 см. В балках с нормальными связями расположение трещин совпадало с расположением анкеров. Это объясняется концентрацией напряжений в зоне анкера, а также спецификой распределения растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне вокруг нормального анкера, воспринимающего сдвигающую силу. По этой же причине в балках с податливыми связями при нагрузке, составляющей 75% разрушающей, в опорной зоне (зона максимальных сдвигающих и минимальных нормальных усилий) появились трещины, начинающиеся у верхнего листа. Поскольку образцы испытывали по схеме однопролетной балки, верхние трещины в опорной зоне практически не повлияли на работу элемента.

Раскрытие трещин. Ширину раскрытия трещин измеряли переносным микроскопом с 24-кратным увеличением и ценой деления 0,05 мм. При одинаковом усилии предварительного напряжения ширина раскрытия и расположение трещин максимальной ширины зависели от податливости связей. В балках с жесткими связями наиболее интенсивно развивались трещины в середине зоны чистого изгиба. Их ширина в среднем на 30% превышала ширину трещин на границах зоны чистого изгиба, что свидетельствует о работе составного элемента с жесткими связями как монолитного. В балках с податливыми связями наиболее интенсивно развивались трещины на границе зоны чистого изгиба, как бы разделяющие элемент по длине на три блока. Их ширина в 2,5 раза превышала ширину трещин в середине пролета. Это объясняется значительным различием деформаций сдвига в среднем блоке (зона чистого изгиба с относительно малыми сдвигами) и в крайних, где сдвиги достигали 1,5 мм.

При нагрузке, составляющей 60% разрушающей, максимальная ширина трещин в балках с податливыми связями в среднем была в 3,5 раза больше, чем в балках с жесткими связями. С увеличением нагрузки до 0,8 $M_{разр}$ это превышение уменьшается до 2,5, а при $M_{разр}$ — до 1,2. Максимальная ширина трещин при $M=0{,}6\ M_{разр}$ в балках с жесткими связями не превышала 0,025 мм, в балках с податливыми связями —0,08 мм; при $M=0{,}8\ M_{разр}$ — соответственно 0,06 и 0,15 мм. Отсутствие предварительного напряжения в балке Б-12-3 привело к увеличению ширины трещин в 3,5 раза по сравнению с предварительно-напряженной балкой Б-12-2.

Из рис. 5.8 видно, что опытные данные о максимальной ширине трещин близко совпадали с расчетными, определенными по формуле (5.7). При $M=0{,}6\ M_{разр}$ расхождение составляло в среднем 17%, при $M=0{,}8\ M_{разр}$—14%.

Деформации. Прогибы опытных образцов в середине и третях пролета, а также осадки опор замеряли при помощи прогибомеров Аистова с ценой деления 0,01 мм. На рис. 5.9, *а*, где приведены данные, характерные для образцов с жесткими и податливыми связями, видно, что на первых этапах нагружения жесткость шва была достаточно велика (кривая $\varepsilon_ш$—M стремится к бесконечности) и практически не влияла на прогибы. Затем про-

исходило частичное нарушение сцепления листовой арматуры с бетоном, что соответствует резкому искривлению графика $\varepsilon_ш$—M. С увеличением нагрузки сцепление листовой арматуры с бетоном полностью нарушалось, и вся сдвигающая сила воспринималась только связями. Это соответствует стабилизации графика $\varepsilon_ш$—M.

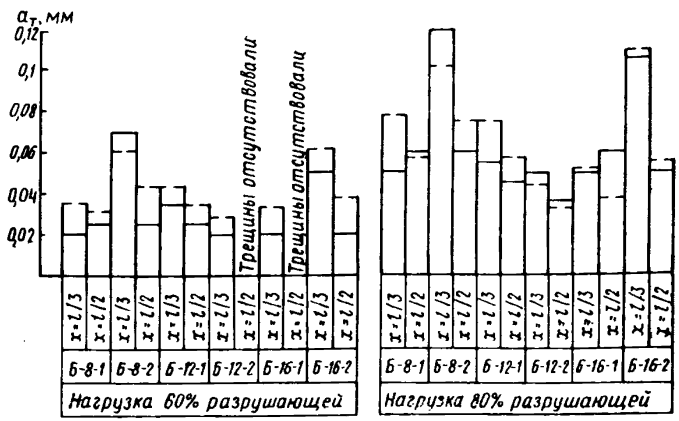


Рис. 5.8. Сопоставление опытных (максимальных) и расчетных значений ширины раскрытия трещин

——— $a_т$ по опыту; — — — $a_т$ по формуле (5.7)

Из рис. 5.9, *а* видно, что на первых этапах нагружения график f—M имел выпуклый (по отношению к оси M) участок, что соответствует как бы повышению жесткости элемента. По-видимому, это объясняется погашением напряжений в бетоне от предварительного напряжения и, как следствие, увеличением модуля упругости бетона. По мере увеличения коэффициента листового армирования и соответственно уменьшения доли бетона в суммарной жесткости элемента этот эффект снижался.

Линейная зависимость между прогибами и нагрузкой в балках с жесткими и податливыми связями сохранялась до нагрузок, не превышающих соответственно 45 и 35% разрушающей. При дальнейшем увеличении нагрузки до момента образования трещин отклонение графика прогибов от линейной зависимости вследствие неупругих

деформаций бетона не превышало 9% полного прогиба при жестких связях и 14% при податливых связях. После образования трещин искривление графика становилось более заметным, однако излома, характерного для железобетонных конструкций, и интенсивного приращения деформаций в арматуре не наблюдалось. При на-

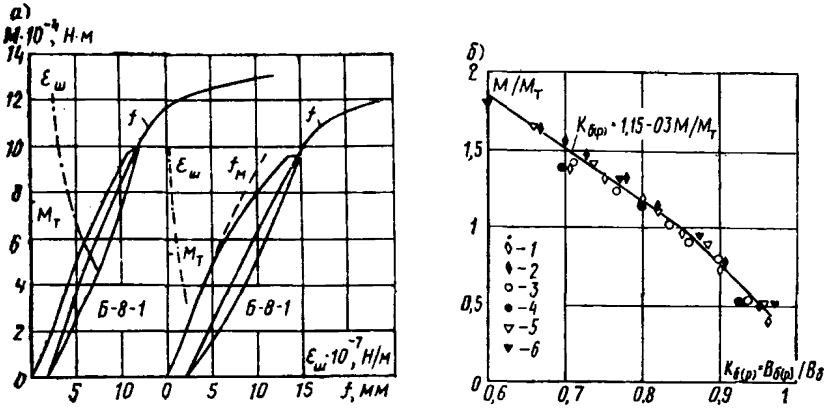


Рис. 5.9. Зависимость прогибов и коэффициента жесткости шва ($\varepsilon_ш$) от нагрузки при жестких (Б-8-1) и податливых (Б-8-2) связях (*а*); снижение жесткости железобетонного составляющего элемента от отношения изгибающего момента к моменту образования трещин (*б*)

грузках, составляющих 70 и 80% разрушающей, прогибы балок с податливыми связями превышали прогибы балок-близнецов с жесткими связями в среднем соответственно на 23 и 32%.

Прогиб балки без предварительного напряжения (Б-12-3) превышал прогиб аналогичной предварительно-напряженной балки при нагрузках, составляющих 70 и 80% разрушающей, на 15 и 30% соответственно.

В период выдержки при нагрузке, составляющей 60% разрушающей, приращения прогиба не наблюдалось, а при нагрузке 0,8 $M_{разр}$ за 100 мин прогиб увеличился на 10 и 12% соответственно при жестких и податливых связях. Остаточный прогиб при разгрузке, обусловленный необратимыми деформациями бетона, листовой и стержневой арматуры, а также необратимыми деформациями сдвига податливых связей, составлял для балок с жесткими и податливыми связями

соответственно 12 и 20% прогиба до разгрузки. При повторном нагружении между прогибом и нагрузкой наблюдалась почти линейная зависимость вплоть до нагрузки, при которой начиналось первое разгружение. Прогибы, соответствующие этой нагрузке, при первом и втором нагружении почти совпадали.

На рис. 5.9, *б* видно, что коэффициент $k_б$, учитывающий снижение жесткости железобетонного составляющего элемента, почти линейно зависел от отношения $M/M_т$ при $1 \leqslant M/M_т \leqslant 1{,}8$.

В табл. 5.4 приведено сопоставление опытных прогибов с их расчетными значениями, определенными:

а) по известным для железобетона зависимостям [5]. Превышение опытными значениями расчетных возрастало по мере увеличения коэффициента листового армирования и податливости связей. Максимальное расхождение составляло 28,9%;

б) то же, но при $\psi_а = \psi_б = 1$. В балках с жесткими связями расхождение не превышало 10,2%, а с податливыми — 15%;

в) по предлагаемой формуле (5.6), учитывающей податливость связей. Расхождение между опытом и расчетом также возрастало по мере увеличения коэффициента листового армирования и податливости связей, но не превышало 7,5%.

Часть полного прогиба f_M, определенная с учетом коэффициента $k_б$ (см. рис. 5.9, *б*), близко совпадала с результатами расчета по [5] (расхождение не превышало 5,5%). Это представляется логичным, так как физический смысл f_M и прогиба, определяемого по [5], одинаков,—это часть полного прогиба, обусловленная деформациями продольных волокон элемента. Если к прогибу, определенному по [5] (f_1), прибавить часть прогиба, вызванную деформациями сдвига и определенную по формуле (5.6), то полный прогиб отличается от опытного в среднем на 5,2%.

Из табл. 5.4 и рис. 5.9, *а* видно также, что часть прогиба f_λ, вызванная деформациями сдвига, при податливых связях достигала 30,7% полного прогиба, а при жестких связях не превышала 6,6%.

Прочность. Разрушение образцов происходило в зависимости от прочности швов по одной из двух характерных форм — по нормальному сечению или по шву. Для опытных образцов уравнение (5.11) минимальной

прочности шва, обеспечивающей равнопрочность составного элемента монолитному, приобретает вид $\tau_{тр}^{ш} \geqslant \geqslant 3\sigma_{т}F_{л}/bl$. Из табл. 5.5 видно, что в балках с наклонными связями и в балке Б-12-1 прочность шва была больше требуемой ($\tau_{т}^{ш} > \tau_{тр}^{ш}$). Эти балки разрушались по нормальному сечению. За опытную разрушающую была принята нагрузка ($M_{р}^{о}$), соответствующая достижению напряжениями в нижнем листе значений предела текучести. При этом напряжения в верхнем листе и бетоне еще не достигали предельных значений, а относительная высота сжатой зоны, определенная по известной формуле $\xi = \varepsilon_{б}/(\varepsilon_{б} + \varepsilon_{а} - \varepsilon_{н})$, во всех предварительно-напряженных балках (независимо от коэффициента листового армирования) была почти одинаковой: 0,46—0,51. Из табл. 5.5 видно, что опытные значения разрушающих моментов $M_{р}^{о}$ близко совпадали с расчетными $M_{р}^{т.н}$, определенными для нормальных сечений образцов по [5]. При увеличении нагрузки деформации верхнего листа и смежных с ним волокон бетона почти совпадали, а скорость приращения деформаций значительно увеличивалась. В бетоне образовывались горизонтальные трещины, а напряжения в верхнем листе достигали значений предела текучести. Затем происходило раздробление сжатого бетона и выпучивание верхнего листа. Превышение изгибающим моментом $N_{у}^{о}$, соответствующим этому состоянию, разрушающего момента $M_{р}^{о}$ возрастало с увеличением коэффициента листового армирования от 4% в балке Б-8-1 до 23% в балке Б-16-1.

В балках Б-8-2 и Б-16-2 прочность связей была принята меньшей, чем требовалось ($\tau_{т}^{ш} < \tau_{тр}^{ш}$). При этом расчетная прочность балок, обеспечиваемая прочностью шва, $M_{р}^{т.ш}$ была на 8,5—15% ниже расчетной прочности по нормальному сечению. При определенной нагрузке напряжения в швах достигли предельных значений в зоне опор. При увеличении нагрузки текучесть в шве распространялась последовательно от опор до границы зоны чистого изгиба. В сечении на границе зоны чистого изгиба напряжения в листовой арматуре еще не достигли предела текучести. Но поскольку суммарная сдвигающая сила в шве уже достигла предельного значения, при увеличении нагрузки, усилия в листовой арматуре не возрастали, а все приращение изгибающего момента

воспринималось только железобетонным составляющим элементом. При этом в зоне чистого изгиба усилия в листовой арматуре еще могли возрастать, а в железобетонном составляющем элементе моменты были меньшими, чем на границе зоны чистого изгиба. При исчерпании железобетонным составляющим элементом своей несущей способности на границе зоны чистого изгиба происходило разрушение, сопровождавшееся значительными сдвигами (до 1,5 мм) и выкалыванием бетона перед анкерами.

Из табл. 5.5 видно, что опытные значения разрушающих нагрузок в балках Б-8-2 и Б-16-2 были ниже расчетных по прочности нормальных сечений соответственно на 6 и 11,7% и близко совпадали с расчетными, определенными по несущей способности швов и железобетонного составляющего элемента: расхождение составляло соответственно 2 и 3%.

Выводы. 1. Листовая арматура позволяет существенно повысить прочность, жесткость и трещиностойкость сталежелезобетонного элемента по сравнению с железобетонным одинакового сечения. Изготовление сталежелезобетонных элементов со смешанным армированием целесообразно выполнять одностадийным способом с использованием поперечной арматуры в качестве анкеров.

2. При $\lambda l < 20$ податливость соединения листовой арматуры с бетоном оказывает существенное влияние на работу сталежелезобетонного элемента, снижая его трещиностойкость и увеличивая прогибы и ширину трещин. При $\lambda l > 20$ влиянием податливости связей можно пренебречь и рассматривать элемент как монолитный.

3. Расчет прочности нормальных сечений сталежелезобетонных элементов может быть выполнен по общепринятым для железобетонных конструкций зависимостям. При этом должна быть обеспечена прочность связей между листовой арматурой и бетоном и устойчивость сжатой листовой арматуры. Для элементов со смешанной арматурой минимальное значение прочности связей может быть определено по формулам (5.9) и (5.11); для других типов сталежелезобетонных элементов уравнения для определения прочности связей могут быть выведены по аналогичной методике. Максимальное расстояние между связями сжатого листа, обеспечивающее его устойчивость, может быть определено по формуле (5.12).

4. Расчет сталежелезобетонных элементов по образованию трещин может быть выполнен по формуле (5.3). При этом значение $M_т^б$ следует определять с учетом $0{,}8\,r_я^б$.

5. По деформациям сталежелезобетонные элементы можно рассчитывать по формуле (5.6). При этом жесткость железобетонного составляющего элемента можно определять с использованием формул, приведенных в [5], либо при помощи коэффициента $k_б$, значения которого для элементов со смешанным армированием приведены на рис. 5.9.

6. Ширину раскрытия трещин в элементах со смешанным армированием можно определять по общепринятым для железобетонных конструкций формулам. При этом напряжения в арматуре следует определять по формуле (5.7).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Ржаницын А. Р.** Теория составных стержней строительных конструкций. М., Госстройиздат, 1948.

2. **Подольский И. Я.** Анализ эффективности применения предварительно-напряженных сталежелезобетонных элементов в каркасах общественных зданий с укрупненными сетками колонн. — В кн.: Вопросы экономики строительства. М., Стройиздат, 1972.

3. **Подольский И. Я.** Особенности конструирования и изготовления предварительно-напряженных сталежелезобетонных изгибаемых элементов. «Строительная индустрия», 1972, вып. 12, с. 9.

4. **Ржаницын А. Р.** Расчет составных стержней в состоянии предельного равновесия. «Строительная механика и расчет сооружений», 1967, № 5.

5. СНиП II-В.1-62*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования.

6. **Birguer A.** Constructions composites et précontraintes en acier — béton. «Annales de l'institut technique du batiments et des travaux publics», N 221, 1966.

Раздел III
ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Глава 6
ИССЛЕДОВАНИЯ СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗЕРНОВЫХ СИЛОСОВ

§ 1. Исследование стеновых керамзитобетонных элементов квадратных силосов с учетом их действительной работы в сооружении

Применение конструктивных бетонов на пористых заполнителях для стен элеваторных сооружений уменьшает нагрузки на конструкции подсилосного этажа и фундамента, сокращает транспортные расходы и решает проблему замены дальнепривозного щебня для ряда районов страны. Особое значение приобретает применение легких бетонов для стеновых элементов наиболее массовых полносборных элеваторных сооружений с сеткой силосов 3×3 м: увеличение высоты сборных стеновых элементов позволит снизить трудоемкость и сроки строительства.

Минсельстроем РСФСР при участии НИИЖБ, ВНИИЖелезобетона и ЦНИИПромзернопроекта возведен экспериментальный силосный корпус со стенами из керамзитобетонных элементов в г. Обоянь, Курской обл.

Экспериментальному строительству предшествовал комплекс исследований основных элементов стен силосов для проверки их прочностных характеристик, деформативности и трещиностойкости. Объемные элементы и панели изготовляли по технологии и в формах, предназначенных для элементов из тяжелого бетона, без изменения армирования на керамзите фракции 5—10 мм, прочностью 3 МПа и объемной массой 640 кг/м^3.

Сначала изучали работу отдельных объемных элементов, а затем исследовали совместную работу объемных элементов и плоских панелей. Для этого собирали пространственные ячейки, состоящие из двух объемных элементов и двух панелей. Железобетонные элементы

соединяли болтами диаметром 22 мм. Опытные конструкции нагружали специальной пневматической установкой, которая позволяла создавать горизонтальную равномерно распределенную нагрузку.

Было испытано четыре объемных элемента и одна пространственная ячейка. Основные физико-механиче-

Таблица 6.1

Основные физико-механические характеристики керамзитобетонных элементов

Марка образца		Рабочая арматура	Прочность бетона, МПа			Модуль упругости $E_б$, МПа	Объемная масса бетона, кг/м³
			R	$R_{пр}$	$R_{р.и}$		
Объемные элементы	СОГКБ-1	6⌀10мм A-III	35,1	29,8	3,12	17 770	1740
	СОГКБ-2		34,3	32	2,9	18 580	
	СОГКБ-3		34	34	3,31	19 440	
	СОГКБ-4		31,2	30	3,14	17 170	
Пространственная ячейка	СОГКБ-5		33,8	—	—	18 800	
	СОГКБ-6		37,9	—	—	19 600	
	ПС-1	8⌀12мм A-III	30,6	—	—	18 000	
	ПС-2						

ские характеристики элементов приведены в табл. 6.1. Прочностные показатели керамзитобетона определяли по результатам испытания кубов с ребром 10 см, призм и балочек сечением 10×10 см и высотой 40 см.

Объемные элементы испытывали в несколько циклов, поэтапно, с выдержкой в 5—10 мин на каждом этапе. Каждый этап нагружения составлял $^1/_{10}$ расчетной нагрузки.

Учитывая, что испытываемые конструкции могут применяться в силосных корпусах с перевязкой и без перевязки вертикальных швов, деформативность и ширину раскрытия трещин оценивали для обеих схем работы объемных элементов. При этом раскрытие трещин опорных сечений оценивали при нагрузке 14,5 кН/м² (для силосных корпусов без перевязки вертикальных швов) и при 17,5 кН/м² (для силосных корпусов с перевязкой), а в пролетных сечениях — соответственно при нагрузке 21 и 24 кН/м².

Три объемных элемента из четырех испытывали практически по одной схеме. При первом и втором нагружениях нагрузку поэтапно доводили до 21 кН/м², выдерживали 30—60 мин, а затем элементы разгружали. При последнем нагружении элементы доводили до разрушения.

Для изучения влияния повторности и длительности приложения нагрузки один объемный элемент

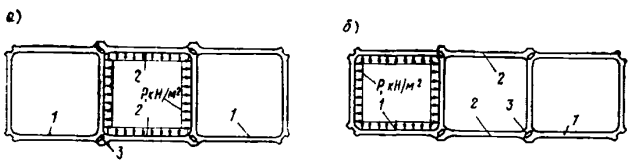


Рис. 6.1. Схемы испытания пространственной системы

а — схема *А*; *б* — схема *Б*; *1* — объемный элемент; *2* — панель; *3* — болтовое соединение

(СОГКБ-3) испытывали по несколько измененной методике.

Кратковременными испытаниями был установлен момент образования трещин в объемных элементах, который соответствовал нагрузке 12—16 кН/м². Чтобы проверить изменения перемещений и ширину раскрытия трещин вследствие повторных нагружений и длительности приложения нагрузки, первоначально элемент 6 раз нагружали до 12 кН/м². При седьмом нагружении элемент выдерживали при этой нагрузке 4 ч. Затем его трижды нагружали до 14,5 кН/м², выдерживали над нагрузкой 5 ч. Как было ранее установлено натурными испытаниями корпусов с квадратными силосами, в зависимости от режимов его эксплуатации и конструктивных особенностей фактически действующее горизонтальное давление зерна на стены силосов при выгрузке изменяется, в основном, в диапазоне 16—24 кН/м² при продолжительности выгрузки 2—6 ч. В связи с этим для имитации действительных условий работы элементов в силосном корпусе трехкратное нагружение с выдержкой в течение 5—6 ч было повторено при уровнях нагрузок 16, 17,5 и 21 кН/м². Затем элемент нагружали 31 раз до максимальной нагрузки 24 кН/м² и выдерживали под этой нагрузкой суммарно 184 ч. При послед-

нем нагружении объемный элемент был доведен до разрушения.

Для оценки жесткости, трещиностойкости и прочности панелей, а также объемных элементов (при воздействии на них нагрузки с наружной стороны) была собрана пространственная ячейка ПЯ-1. Одновременно на этой же пространственной ячейке изучали влияние знакопеременной нагрузки на работу объемных элементов. Известно, что в зависимости от расположения объемных элементов в корпусе возможно различное сочетание действующих усилий. При этом нагрузка может быть приложена с двух противоположных сторон одной и той же стенки объемного элемента. При фактически действующем в натурных конструкциях горизонтальном давлении в середине пролета и в приопорных сечениях объемных элементов образуются трещины; попеременное загружение силосов с двух сторон приводит к тому, что трещины оказываются в сжатой зоне, причем в результате неоднократного изменения приложения и размера нагрузки их раскрытие может возрастать. Такой характер работы может сказываться на понижении жесткости конструкции. С учетом изложенного была разработана методика испытания ПЯ-1.

Пространственную ячейку ПЯ-1 собирали из двух объемных элементов СОГКБ-5 и СОГКБ-6 и двух панелей ПС-1 и ПС-2. Нагрузку прикладывали в соответствии со схемами, приведенными на рис. 6.1. По схеме *А* нагружали две панели и наружные стороны объемных элементов, а по схеме *Б* — объемный элемент СОГКБ-5 с внутренней стороны. Пространственную систему испытывали в семь циклов. При I, III, V и VII циклах испытания нагрузку прикладывали по схеме *А*, причем во всех циклах, кроме I, нагружению по схеме *А* предшествовало нагружение с противоположной стороны объемного элемента СОГКБ-5 (схема *Б*) вначале до 21 (II цикл), затем до 24 (IV цикл) и, наконец, до 34 кН/м^2 (VI цикл). Число нагружений зависело от наступления стабилизации деформаций при данном уровне нагрузки (табл. 6.2). Таким образом, представлялось возможным оценить влияние трещин, образованных в сжатой зоне нагрузкой противоположного направления. Размер этой нагрузки определяли в соответствии с данными по горизонтальному давлению, полученными при натурных испытаниях.

Таблица 6.2

Последовательность операций при испытании пространственной ячейки

Операция	Схема нагружения	Цикл	Номер нагружения в цикле	Уровень нагрузки, кН/м²	Выдержка, мин
1	А	I	1	17,5	60
2	Б	II	1	21	65
3			2		85
4			3		26
6	А	III	1	17,5	70
7			2		20
8			3		78
			4		30
9	Б	IV	1	21	73
10			2		30
11			3	24	80
12			4		35
13			5		15
14	А	V	1	17,5	85
15			2		20
16			3	21	26
17			4		75
18			5		0
19	Б	VI	1	24	68
20			2		0
21			3	34	0
22	А	VII	1	21	65
23			2		20
24			3	24	30
25			4		78
26			5	38	

Железобетонные элементы соединяли в пространственную ячейку (как и в натурных конструкциях) болтами диаметром 22 мм, которые пропускались в отверстия узловой части. Под болты устанавливали шайбы 80×80×10 мм. Стыковые сопряжения элементов заделывали цементным раствором марки 150. Соединительные болты с тензорезисторами затягивали, в среднем, до 80 МПа. Прогибы элементов ячейки и отдель-

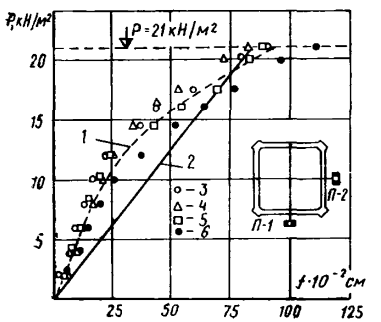


Рис. 6.2. Прогибы в середине пролета объемных элементов

1 — опытный; *2* — расчетный; *3*—элемента СОГКБ-1; *4* — элемента СОГКБ-2; *5* — элемента СОГКБ-3; *6* — элемента СОГКБ-4

ных блоков фиксировали прогибомерами, деформации узловых сопряжений и в середине пролета элементов — индикаторами. Момент образования трещин, а также высоту сжатой зоны определяли тензорезисторами с базой 100 мм. Деформации рабочей арматуры измеряли тензорезисторами с базой 20 мм.

При испытании объемных элементов предельное состояние конструкции характеризовалось наступлением текучести арматуры в середине пролета и в приопорных сечениях. Для всех элементов текучесть арматуры фиксировали вначале в одном из опорных сечений при нагрузке 32—36 кН/м², а затем в пролете при 36—40 кН/м², что превышает расчетную нагрузку в 1,9—2,1 раза. Опытное значение предельной нагрузки хорошо согласуется с теоретическим, определенным методом предельного равновесия; их отношение равно 1,05.

В пространственной системе при последнем цикле нагружения при нагрузке 38 кН/м² произошел вырыв бетона под шайбами одного из болтовых соединений. К этому моменту арматура в середине пролета панелей

достигла текучести, а в опорных сечениях напряжения арматуры не превышали 100 МПа.

При испытании объемных элементов кратковременной нагрузкой прогибы, определенные как полусумма двух противоположных сторон, во всех элементах отличались незначительно. При этом в сторонах, ослабленных перепускными отверстиями, они не превышали 1/500 l, а без отверстия — 1/700 l, что меньше допустимого нормами значения, равного 1/200l. Расчетное значение прогибов определяли в предположении, что изгибающие моменты распределяются как в замкнутой раме с жесткими узлами со сторонами, равными по длине расстоянию в осях элемента (рис. 6.2). При нагрузках менее 17—20 кН/м^2 опытные прогибы ниже расчетных, однако при контрольной нагрузке 21 кН/м^2 их размеры дают удовлетворительное совпадение.

При повторных приложениях нагрузки, имитирующей натурные условия нагружения 12, 14,5, 16, 17,5 и 21 кН/м^2, остаточные деформации проявлялись только при первом нагружении; при увеличении нагрузки до нового уровня абсолютная величина остаточных деформаций увеличивалась, однако отношение остаточных деформаций к прогибу практически не менялось и составляло 20—25%.

При повторных нагружениях до 24 кН/м^2 прогибы возрастали до 16-го нагружения, причем в наибольшей степени в стороне, ослабленной отверстием (до 18%). В перпендикулярном направлении увеличение прогиба незначительно. До 16—17-го нагружения возрастали также деформации в середине пролета и в узловых сопряжениях объемных элементов, которые по сравнению с первым нагружением возросли на 16—20%.

На деформативность конструкции при немногократно повторном нагружении оказывает существенное влияние уровень нагрузки. Так, при нагружении до 12 кН/м^2 прогиб достигает 0,27 мм, а при нагружении до 14,5 кН/м^2 прогиб при 12 кН/м^2 повысился на 11%. Дальнейшее последовательное повышение нагрузки вызывает рост прогиба при 12 кН/м^2, который при нагружении до 17,5 кН/м^2 увеличился на 36%, а при 21 кН/м^2 — на 66% (рис. 6.3).

Резко изменился прогиб после развития трещин при нагружении до 24 кН/м^2. Аналогичная картина наблюдалась по другим приборам. Эти данные согласуются с

результатами натурных испытаний стен силосных корпусов. При загрузке силосов горизонтальное давление зерна составляет 12—14 кН/м², а при выгрузке возрастает в среднем до 17—19 кН/м². Последующее загружение силосов приводит к увеличению прогибов на 30—40%, причем в результате повторных загрузок-выгрузок деформации силосов стабилизируются.

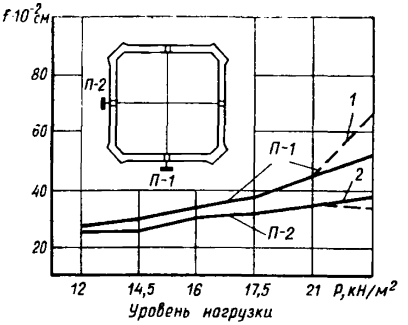


Рис. 6. 3. Влияние уровня нагрузки на прогибы СОГКБ-3 при 12 кН/м²

1 — средний прогиб из 31 нагружения; *2* — то же, трех нагружений

Образование трещин по тензорезисторам и индикаторам зафиксировано в узлах и в середине пролета элемента при 12—16 кН/м². В опорных сечениях при контрольных нагрузках 14,5 и 17,5 кН/м² их раскрытие не превышало соответственно 0,05—0,15 мм, а в пролетных сечениях при 21 кН/м² — 0,05—0,1 мм и при 24 кН/м² — 0,1—0,15 мм.

Расчетная величина раскрытия трещин выше экспериментального значения в 2 раза и более. Это объясняется тем, что формулы норм при определении напряжения в арматуре не учитывают работу растянутого бетона над трещиной. При подстановке в формулу норм фактического напряжения арматуры получена хорошая сходимость опытных и расчетных значений ширины раскрытия трещин.

Влияние повторных нагружений практически незначительно сказалось на ширину раскрытия трещин при нагрузках до 21 кН/м², а при 24 кН/м² их увеличение не превышало 5—20% первоначального раскрытия при этой нагрузке.

Сравнение результатов исследования элементов из керамзитобетона и тяжелого бетона показывает, что прогибы керамзитобетонных элементов, особенно в начальный период (до 15 кН/м²), выше, чем прогибы элементов из тяжелого бетона; при нормативных нагрузках эта разница несколько уменьшается, а при нагрузках, близких к разрушающим, прогибы практически одинаковы.

Момент трещинообразования в керамзитобетонных объемных элементах наступает раньше; при нагрузке 10—15 кН/м², однако, нормированной ширины раскрытия трещины достигают приблизительно при одной и той же нагрузке (24—26 кН/м²).

Пространственную ячейку в соответствии с принятой методикой первоначально этапами нагружали по схеме *А* до 17,5 кН/м² и выдерживали при этой нагрузке в течение 60 мин (17,5 кН/м² — нагрузка, при которой оценивается деформативность и ширина раскрытия трещин в пролете панелей). Образование трещин в растворе замоноличивания стыков отмечено по показаниям индикатора при нагрузке 8 кН/м², видимые трещины в стыковых сопряжениях появились при 10 кН/м². В середине пролета панелей ПС-1 и ПС-2 и объемного блока СОГКБ-5 по показаниям тензорезисторов зафиксировано образование трещин при нагрузке 12 кН/м², а в СОГКБ-6 при — 10 кН/м². Видимые трещины отмечены в этих же сечениях при нагрузке 16,5 кН/м² с раскрытием 0,03—0,1 мм.

Прогибы в середине пролета панелей несколько выше, чем в середине пролета загруженных сторон объемных элементов, причем эта разница отмечается, начиная с нагрузки 12 кН/м², т. е. после появления трещин в узловых сопряжениях. Начиная с этого момента, отмечается рост прогибов незагруженных сторон объемных элементов.

При первом нагружении прогибы СОГКБ-5 и СОГКБ-6 практически совпадают. Расчет показал, что до момента образования трещин опытные значения прогибов объемных элементов и панелей совпадают с расчетными, определенными по формулам строительной механики. После появления трещин расчетный прогиб вычисляли с учетом изменения кривизны. В этом случае опытные значения прогиба при контрольных нагрузках несколько ниже расчетного (рис. 6.4). Напря-

жения в соединительных болтах до образования трещин возрастают незначительно; после образования трещин наблюдается прирост напряжений, причем при нагрузке 15,5 кН/м² они составили с учетом начальной затяжки 120—150 МПа. Ширина раскрытия трещин при контрольной нагрузке не превышала 0,1 мм.

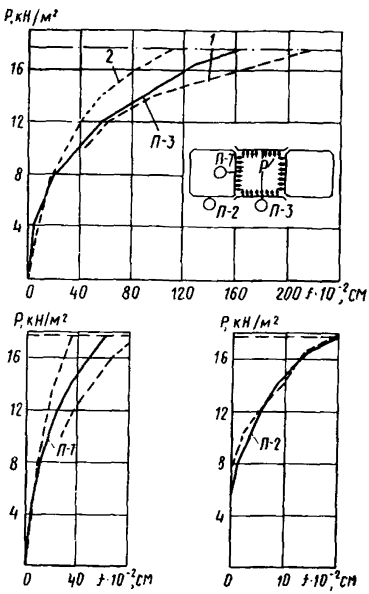


Рис. 6.4. Прогибы при испытании пространственной системы по схеме *А*

1 — опытный; *2* — расчетный

Таким образом, оценка трещиностойкости и жесткости конструкций в соответствии с нормативными документами показала, что ширина раскрытия трещин в объемных элементах и в панелях не превосходит допустимого значения, принимаемого для этих конструкций (0,15 мм).

Прогибы объемных элементов и панелей составили соответственно 5, 6 и 8 мм, 1/536 *l* и 1/375 *l*, что не более 1/200 *l*.

При первом нагружении II цикла до 21 кН/м² нагрузку прикладывали изнутри объемного элемента СОГКБ-5 (схема *Б*). Трещины по показаниям тензорезисторов были зафиксированы при нагрузке 10 кН/м² на стороне, к которой при I цикле прикладывали нагрузку противоположного направления. Видимые трещины на этой стороне были при 12 кН/м², а на остальных сторонах — при 14,5 кН/м². В узловых сопряжениях трещины образовались при 10—12 кН/м², их максимальное раскрытие при нагрузке 21 кН/м² составило 0,15 мм. При нагружении СОГКБ-5 деформации в

соседних ячейках практически не проявлялись, за исключением незначительных сжимающих деформаций в стыковых сопряжениях, примыкающих к объемному элементу; напряжения в болтах не изменялись. При втором и третьем нагружениях этого цикла образовались новые трещины в середине пролета сторон СОГКБ-5 (при нагрузке 8 кН/м²). Ширина раскрытия существующих трещин и прогибы не увеличивались.

При нагружениях III цикла (тот же уровень нагрузки, что и в I цикле) увеличились прогибы панелей и обоих объемных элементов. Перемещения при первом нагружении по сравнению с циклом I увеличились примерно на 20%, при дальнейших загружениях этого цикла рост прогибов не превышал 5—8%. Ширина раскрытия трещин при первом нагружении этого цикла увеличилась на 0,03–0,07 мм и составила 0,08—0,15 мм; при повторных нагружениях ширина раскрытия трещин не изменялась, однако образовывались новые трещины в средней трети пролета шириной не более 0,05 мм.

В V цикле при нагрузках, не превышающих уровень нагрузок III цикла, ширина раскрытия трещин не изменялась, однако появилось несколько новых трещин. При контрольной нагрузке прогибы были несколько выше, чем в III цикле: панелей и СОГКБ-6 на 5—10%, а СОГКБ-5 на 20%. С увеличением нагрузки до 21 кН/м² прогибы возросли, причем при третьем нагружении по сравнению с первым они увеличились на 7—10%.

На VII цикле нагружения прогибы панелей при 21 кН/м² увеличились не более чем на 5%, а прогибы СОГКБ-6 практически не изменились. Следует отметить, что предшествующими нагружениями VI цикла до 34 кН/м² в сжатой зоне СОГКБ-5 образовались трещины шириной более 0,2 мм, вследствие чего прогибы в этом элементе возросли на 15% и в середине пролета появились новые трещины шириной до 0,05 мм.

Прогибы в середине пролета загруженной стороны элемента СОГКБ-5, подвергнутого поочередному двустороннему нагружению, выше прогибов элемента СОГКБ-6, который нагружали лишь с наружной стороны: при нагрузке 24 кН/м² прогибы соответственно составляли 12 и 19 мм (т. е. выше в 1,6 раза), а при 32 кН/м² — 19 и 24 мм, т. е. в 1,4 раза.

В результате испытаний по цикличной методике

приложения нагрузки прогибы загруженных сторон объемных элементов с каждым последующим циклом нагружения возрастают при увеличении уровня на-

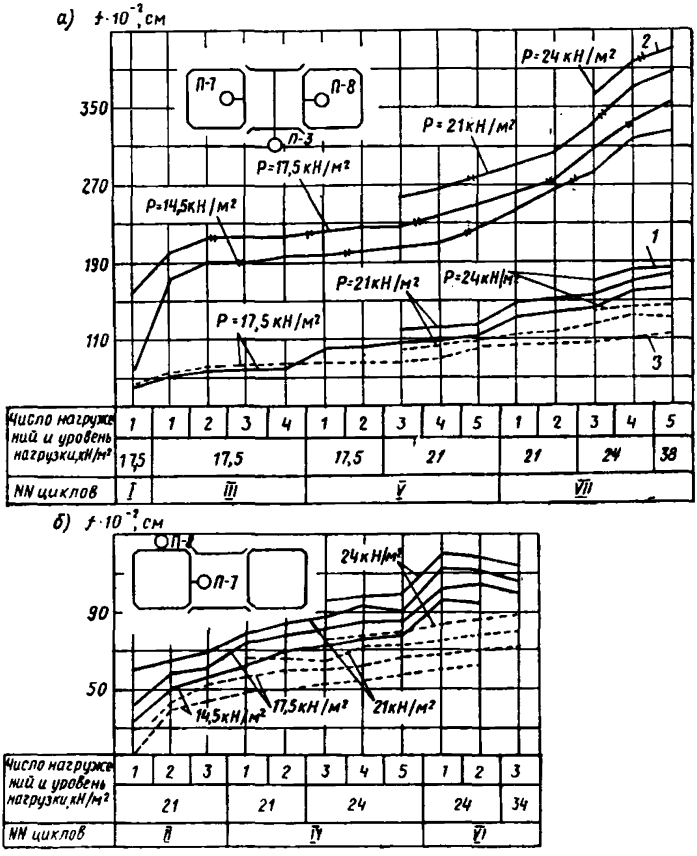


Рис. 6.5. Изменение прогибов в пространственной системе в зависимости от уровня нагрузки и числа циклов

а — схема *А*; *б* — схема *Б*; *1* — П-7; *2* — П-3; *3* — П-2, П-8

грузки, что согласуется с результатами испытаний отдельных объемных элементов. При этом в элементе СОГКБ-5 из-за трещин в сжатой зоне, возникших вследствие воздействия знакопеременной нагрузки, рост деформаций более значителен. Повторность нагружений

еще в большей степени сказывается на деформативности панелей (6.5, *а*). На прогиб незагруженных сторон объемных элементов и работу узловых сопряжений знакопеременная нагрузка существенно не влияет. Неоднократное приложение знакопеременной нагрузки одного уровня на ширину раскрытия трещин оказывает незначительное влияние, однако приводит к увеличению числа трещин.

Влияние трещин в сжатой зоне аналогично сказывалось и при нагружении по схеме *Б*. При II цикле прогибы стороны *2* выше, чем противоположной стороны *1*, которая предварительно не загружалась. Из-за повторности нагружения элемента СОГКБ-5 с наружной стороны деформации стороны *2* в IV цикле возрастают в большей степени, чем деформации стороны *1*. Резкий прирост деформаций наблюдался после загружения противоположной нагрузкой большей интенсивности: после загрузки при V цикле до 24 кН/м² деформации при VI цикле возросли на 20—25% (рис. 65, *б*). Как и при нагружении по схеме *А*, значительного прироста ширины раскрытия трещин не наблюдалось, однако число их увеличилось.

Выводы. Испытания объемных элементов и фрагмента стен керамзитобетонного силосного корпуса позволили установить, что в соответствии с расчетными предпосылками элементы стен обладают достаточными запасами по прочности, деформативности и ширине раскрытия трещин.

Немногократно повторные загружения и знакопеременное приложение нагрузки, имитирующие натуральные условия работы сооружения, влияют на жесткость и трещинообразование в элементах стен силосов. Немногократно повторное нагружение до контрольных нагрузок и выдержка при этих нагрузках приводят к некоторому росту деформаций и перемещений объемных элементов, не превышающему 15—20%. Знакопеременное приложение нагрузки при разных уровнях нагружения вызывает увеличение деформаций и перемещений на 40—60%. Особенно значителен рост деформаций при нагрузках, вызывающих раскрытие трещин 0,15—0,2 мм и выше.

Повторная циклическая и знакопеременная нагрузка не оказывает существенного влияния на максимальное раскрытие трещин, но приводит к увеличению их числа.

Глава 7.
ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ С ВНУТРЕННИМИ АНКЕРАМИ РАЗЛИЧНОЙ ЖЕСТКОСТИ ПРИ ОТПУСКЕ АРМАТУРЫ

В практике строительства эффективно могут применяться конструкции из предварительно-напряженного железобетона с внутренними анкерами. Это железобетонные шпалы, плиты для дорог и аэродромов и др. Преимущества подобных конструкций — исключение отходов арматуры, обеспечение защиты ее от коррозии, возможность рационального размещения арматуры по эпюре моментов.

Особенность работы бетона в зонах расположения анкеров требует тщательного изучения напряженного состояния этих зон, особенно в момент передачи на бетон усилий предварительного обжатия. В задачу исследований входило изучение этого фактора при непрерывном армировании железобетона, особое внимание уделялось влиянию жесткости втулок на трещиностойкость бетона.

В исследованиях Гийона и Тезара [1] указывается, что от приложения силы к телу бетона на самой его поверхности в непосредственной близости от нее изменение напряжений носит неравномерный характер, что вызывает появление поперечных сжимающих и растягивающих напряжений. В зависимости от характера приложения сил (сосредоточенной или распределенной) зона действия растягивающих напряжений может или совсем приближаться к торцу приложения сил, или отодвигаться в глубь от него. На рис. 7.1 приведены изобары n_y для разных случаев нагружения конца балки.

Кроме растяжения в глубине по оси действия силы отмечены растягивающие напряжения вблизи поверхности в виде двух слоев, расположенных симметрично относительно точки приложения силы. Эти два слоя, по Гийону, называют «поверхностными зонами», а центральную зону в глубине — «зоной раскалывания».

[1] **Гийон И.** Предварительно-напряжённый железобетон, ч. 1. М., Госстройиздат, 1959.

Распределения напряжений в бетоне с указанием их величин в наиболее опасных местах, как это представлено на рис. 7,1, могут в первом приближении служить рабочими расчетными моделями для случая передачи усилия предварительного обжатия на балки с внутренними

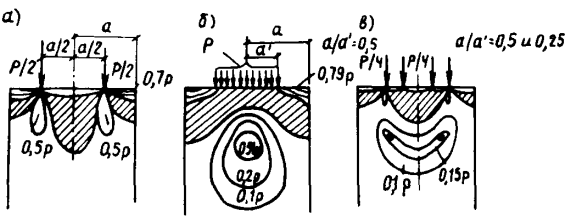


Рис. 7.1. Изобары поперечных напряжений в балках для различных случаев приложения сил (по Гийону). Расчетные модели

а — для внутреннего анкера без втулки; *б* — то же, с жесткой втулкой; *в* — то же, с мягкой втулкой

анкерами. При изготовлении конструкций с внутренними упорами возможны три варианта передачи усилий предварительного обжатия на бетон:

а) по принципу самозаанкеривания арматуры в бетоне, т. е. без применения втулок, в виде двух сосредоточенных сил;

б) передача напряжений на бетон через жесткую втулку;

в) передача напряжений на бетон через мягкую втулку (комбинированный вариант).

В случае *а* приходится ожидать возникновения больших растягивающих напряжений как перед упором в зоне раскалывания, так и за ним (в поверхностных слоях).

При применении равномерно распределенной нагрузки (случай *б*) зона раскалывания отодвигается в глубь бетона и уменьшается сама величина максимальных растягивающих напряжений, однако в поверхностной зоне также следует ожидать больших растягивающих напряжений.

Наиболее приемлемым оказывается случай *в*, когда суммарная сила рассредоточивается и как бы гасит распространение растягивающих напряжений в поверхностной зоне. Зона раскалывания также отодвигается в глубь бетона, и величина напряжений растяжения умень-

шается. Очевидно, это состояние можно сравнить с состоянием при использовании мягкой втулки, которая непосредственно передает усилие на бетон и вследствие своей деформативности позволяет и арматуре передать часть усилий через сцепление с бетоном по принципу самозаанкеривания.

Возникает задача нахождения оптимальной деформативности втулки, благодаря которой частичная передача усилий на бетон через самозаанкеривающуюся арматуру не вызывает растрескивания бетона вокруг упора.

Для экспериментальной проверки принятых положений в лабораторных условиях были изготовлены три серии балок с внутренними штырями диаметром 65 мм. На штыри насаживали металлические втулки с толщиной стенок соответственно 1; 1,5; 2; 3 и 7 мм. Контрольные балки имели внешние упоры и внутренние, но без втулок. Марка бетона балок 400, вид напрягаемой арматуры — семипроволочная прядь диаметром 6 мм. Размеры балок 120×170×1290 мм. Усилие обжатия бетона 4,5 МПа.

Для обеспечения плавности передачи напряжений на бетон был использован внутренний упор с клином. На бетоне изготовленных балок были наклеены тензодатчики вокруг внутренних упоров, а также вдоль линий прохождения напряженной арматуры. Для установления длины зоны заанкеривания арматуры на прядях были закреплены реперы. После набора бетоном прочности, достаточной для передачи на него усилий обжатия, произвели отпуск арматуры.

Визуальное обследование бетона балок показало:

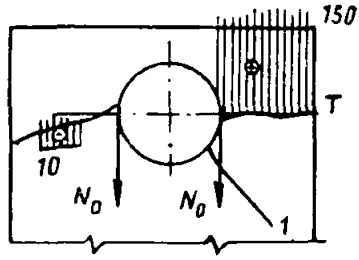
1) при выпрессовке клиньев во всех балках с внутренними упорами без втулок обнаружены трещины по торцам и на верхней грани, где трещины проходят радиально от анкера на участке между торцом и анкером. Трещины глубокие, сопровождающиеся сколами бетона;

→

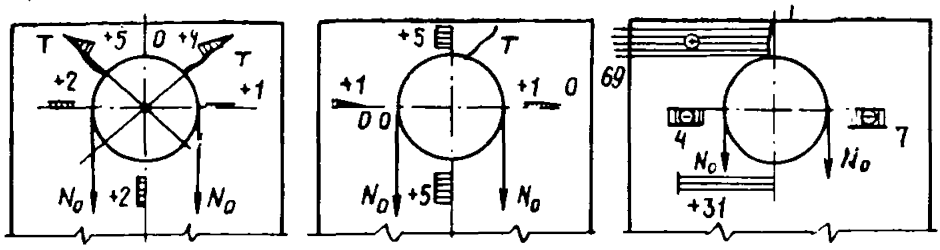
Рис. 7.2. Распределение деформаций при отпуске арматуры в бетоне балок вокруг отверстий

а — без втулок; *б* — со втулкой δ=1,5 мм; *в* — то же, δ=3 мм; *г* — то же, δ=5 мм; *д* — то же, δ=7 мм. Буквой *Т* обозначены линии прохождения трещин в балках

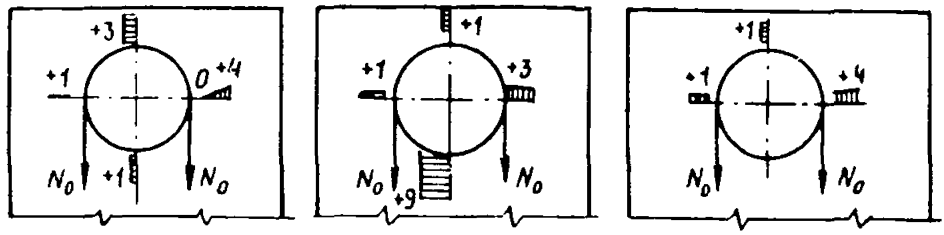
а)


150
T
10
N_0
N_0
1

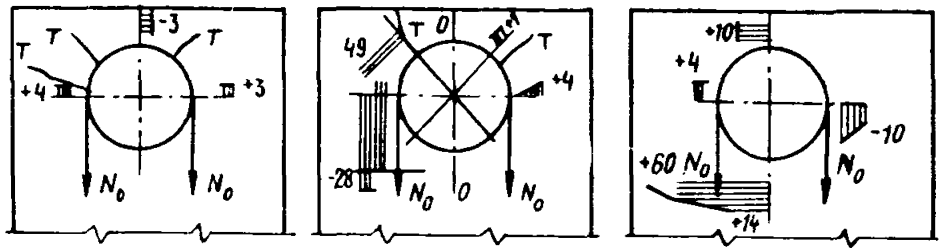
б)


T
+5
0
+4
T
+2
+1
N_0
+2
N_0
+5
T
+1
+1
0
0 0
N_0
+5
N_0
69
4
N_0
N_0
7
+31

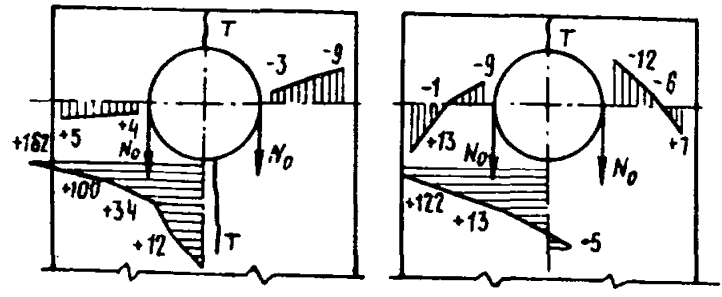
в)


+3
+1
0
+4
N_0
+1
N_0
+1
+1
+3
N_0
+9
N_0
+1
+1
+4
N_0
N_0

г)


-3
T
T
T
+4
+3
N_0
N_0
49
T
0
T
+4
-28
N_0
0
N_0
+10
+4
-10
+60
N_0
N_0
+14

д)


T
-3
-9
+4
+5
+182
N_0
N_0
+100
+34
+12
T
T
-1
-9
-12
-6
+13
N_0
+7
N_0
+122
+13
-5

2) на некоторых балках с мягкими втулками толщиной стенок 1—1,5 мм, сделанных из полосовой стали, загнутой по окружности штыря, также обнаружены трещины в местах расположения упоров. Однако ширина раскрытия их существенно меньше и составляет 0,02—0,004 мм. Длина распространения трещин также меньше (1,5—2 см);

3) ни в одной из испытанных балок с мягкими втулками толщиной стенок 3 мм трещин не обнаружено;

4) в балках с жесткими втулками толщиной стенок 5 и 7 мм обнаружены трещины за анкерами и перед

Таблица 7.1

Влияние втулок различной жесткости на трещиностойкость бетона балок при отпуске арматуры

Диаметр втулки d, мм	65	65	65	65	65	65
Толщина стенок втулок δ, мм	1	1,5	2	3	5	7
Отношение d/δ	65	43	32,5	20	13	9,3
Наличие трещин в бетоне при выпрессовке штырей	Есть	Есть	Нет	Нет	Есть	Есть

ними. Ширина раскрытия их 0,1—0,5 мм, длина составляет 20—25 см, трещины за анкером переходят на торец изделия.

На рис. 7.2 представлено деформированное состояние бетона балок вокруг отверстий после выпрессовки штырей. Данные экспериментов согласуются с расчетными схемами распределения напряжений. Как и предполагалось, отсутствие втулок или наличие их, но большой жесткости, вызывает появление недопустимо больших растягивающих напряжений в поверхностных зонах между торцом и упором и в глубине, в зоне раскалывания перед упором.

Выявлена оптимальная жесткость втулок, применение которых вызывает относительно равномерное распределение растягивающих напряжений бетона в пределах допустимых значений.

В табл. 7.1 даны отношения диаметра упора d к толщинам стенок втулок δ. При заданном усилии натя-

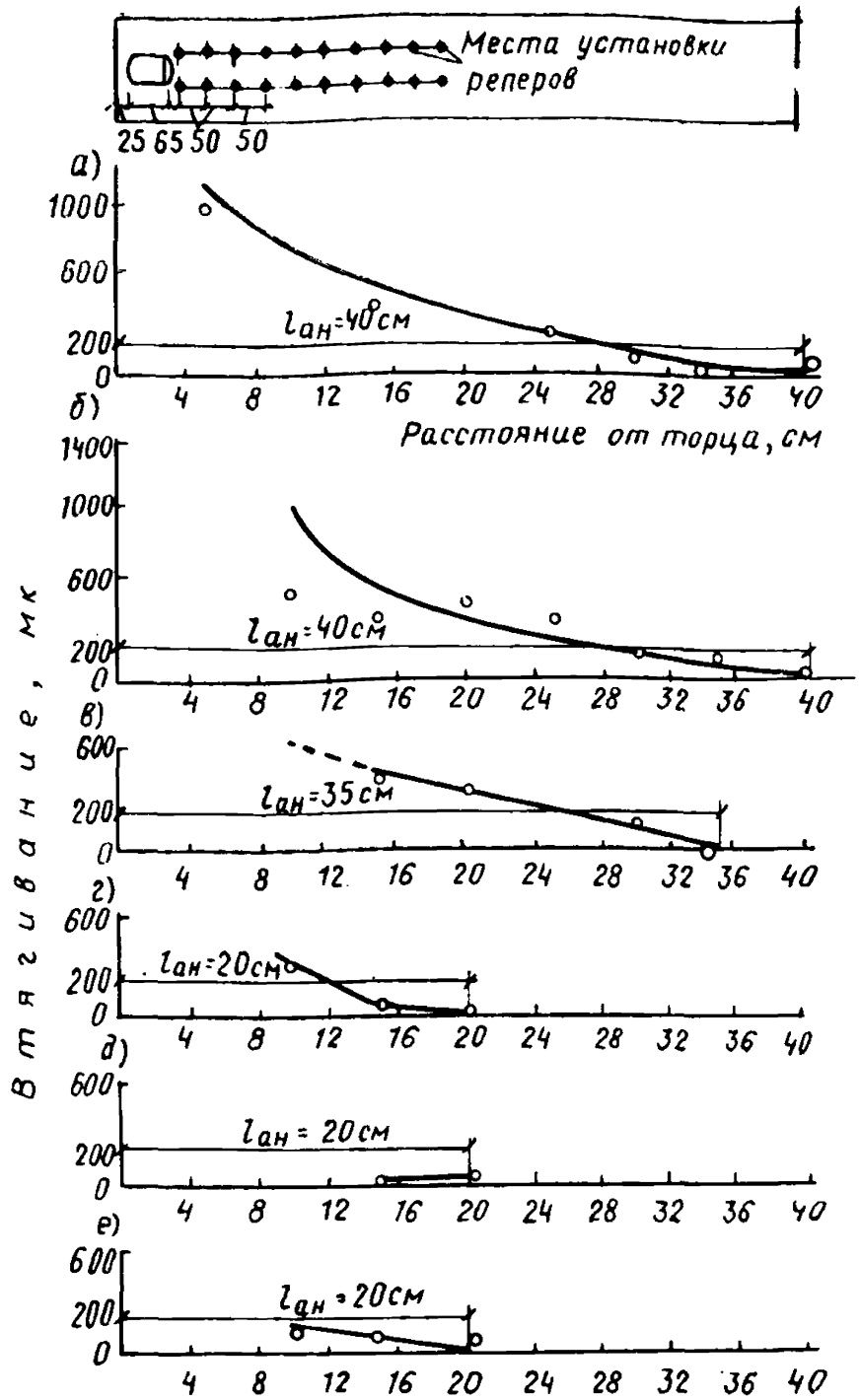


Рис. 7.3. Зоны заанкеривания арматуры в бетоне с различными типами анкеровки прядей

а — по принципу самозаанкеривания (наружные упоры в балке); *б* — то же (внутренние упоры без втулок); *в* — на втулках δ=1 мм, остающихся в теле бетона после выпрессовки внутренних упоров; *г* — на втулках δ=2 мм; *д* — на втулках δ=3 мм; *е* — на втулках δ=7 мм

жения на упор $P=1...1{,}5$ кН следует считать оптимальной величину d/δ в пределах 20—30. Ниже и выше этих предельных значений (соответственно жесткие и очень мягкие втулки) в бетоне неминуемо возникнут трещины.

Для заданного усилия натяжения арматуры $P=1...1{,}5$ кН и выбранного диаметра упора (65 мм) оптимальной следует считать втулку толщиной стенки $\delta=2...3$ мм.

По результатам замеров показаний, полученных с помощью реперов, закрепленных по линии прохождения напряженной арматуры, были построены графики (рис. 7.3), характеризующие длины зоны анкеровки прядей при различных типах втулок. Из графиков видно, что наличие внутренних анкеров уменьшает длину зоны заанкеривания и чем жестче втулка, тем заметнее сказывается ее влияние. Зона заанкеривания прядей составляет: при использовании наружных упоров, но без втулки, 40 см; для прядей, анкерующихся на мягких втулках из полосовой стали толщиной стенок 1 мм, 35 см; толщиной стенок 2—3 мм 20 см и анкерующихся на жестких втулках толщиной стенок 7 мм практически должна равняться нулю, но, поскольку при наличии жестких втулок образуются большие трещины в зоне раскалывания, в испытаниях $l_{ан}$ составила 20 см.

Выводы. 1. Принятые предпосылки о законах распределения напряжений в балках с внутренними анкерами достаточно точно отражают фактическую работу конструкций.

2. В результате исследований при отпуске арматуры балок с внутренними упорами диаметром 65 мм и усилиями на них $P=1...1{,}5$ кН выявлен оптимальный вариант втулки толщиной стенки $\delta=2...3$ мм, обеспечивающий трещиностойкость бетона.

3. Во всех случаях следует отдавать предпочтение мягким втулкам, а не жестким.

4. Применение внутренних анкеров в виде металлических втулок более чем в 2 раза уменьшает длину зоны заанкеривания арматуры и тем самым улучшает работу конструкции в целом.

Глава 8
ИССЛЕДОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ СВАЙ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ НА ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ

Сваи без поперечного армирования в настоящее время применяют преимущественно в фундаментах жилых и гражданских зданий, где они работают в условиях, близких к центральному сжатию.

В фундаментах промышленных зданий и сооружений на сваи могут передаваться значительные внецентренно приложенные или горизонтальные нагрузки, при этом их использование ограничивается установленной для них областью применения и принятой методикой расчета.

Чтобы уточнить области применения свай без поперечного армирования и совершенствование методики их расчета, в НИИЖБ и в НИИПромстрое экспериментально исследовались такие сваи на изгиб, поперечную силу и внецентренное сжатие.

Здесь описаны исследования свай на внецентренное сжатие.

Конструкция, изготовление и методика исследования опытных образцов. Исследовали сваи сечением 30×30 см, длиной 200 см (всего 42 шт.) двух видов: с периферийным расположением продольной арматуры при защитном слое бетона 3 см; с центральным расположением продольной арматуры.

Образцы изготовляли с консолями по концам, которые перед испытанием усиливали металлическими обоймами. За одну формовку бетонировали до 7—12 свай.

Напрягаемую продольную арматуру из высокопрочной проволоки периодического профиля диаметром 5 мм (8 или 16 шт.) натягивали групповым способом и контролировали по манометру насосной станции, с помощью ЭМИН-3 и тензодатчиков (с базой 10 мм), наклеенных на натягиваемую проволоку.

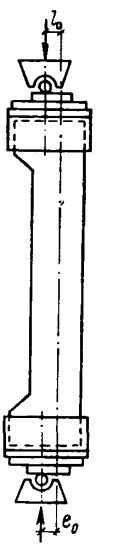


Рис. 8.1. Схема испытаний свай

Состав бетона марки 300 (кг на 1 м^3): портландцемент марки 400—356—420, гранитный щебень крупностью 10—20 мм — 1160—1210, речной песок 650—733, вода 140—180.

Бетон уплотняли глубинными вибраторами, твердел он в естественных условиях цеха (под слоем влажной ветоши в течение первых 7—10 сут).

Отпуск натяжения проводили через 8—12 сут после изготовления при прочности бетона не менее 20 МПа.

Прочность бетона на сжатие при отпуске натяжения определяли по результатам испытания кубов 10×10×10 см, а при испытании свай — кубов 10×10×10 см и 20×20×20 см, призм 10×10×40 см. Прочность бетона на растяжение определяли испытанием балочек 10×10×40 см на изгиб в соответствии с ГОСТ 10180—67, раскалыванием кубов 10×10×10 см и балочек, а для некоторых свай и испытанием на изгиб балок 30×30×95 см. Геометрические и прочностные характеристики опытных образцов представлены в табл. 8.1.

Сваи испытывали на гидравлическом 500-тонном прессе ИПС-500 (рис. 8.1).

Относительные эксцентрицитеты приложения силы e_0/h принимали равными 0; 0,1; 0,17 и 0,3. Нагрузки прикладывали ступенями по 0,8 кН при эксцентрицитетах $e_0/h=0{,}3$ и по 1,6 кН при остальных. Перед образованием первых трещин на растянутой грани у части образцов доли уменьшались соответственно до 0,2 и 0,4 кН.

При испытании первых образцов эксцентрицитеты отсчитывали от оси, проходящей через физический центр тяжести сечения (точка приложения равнодействующей продольных усилий при равномерном сжатии), для нахождения которого выполняли центрирование образца в двух плоскостях (по показаниям вертикальных мессур).

После смещения сваи на заданный эксцентрицитет необходимо было повторно центрировать ее в плоскости, перпендикулярной плоскости эксцентрицитетов. Для снижения трудоемкости испытаний эксцентрицитеты отсчитывали от геометрической оси. При этом требовалось центрирование образца только относительно оси, перпендикулярной к плоскости эксцентрицитета.

Анализ показал, что отсчет начальных эксцентрицитетов от геометрического центра вместо физического не вносит существенной ошибки в размер опытного эксцентрицитета.

Таблица 8.1

Основные характеристики опытных образцов

Шифр свай	Геометрические размеры			R	$R_{пр}$	$\sigma_{0,2}$	$\varepsilon_a \cdot 10^5$	e_0/h
	h	b	$a_н$	МПа				
I-3	30,3	30,35	3,41	39,6	37,3	1042,7	18,9	0,104
I-4	30,2	30,68	3,42	29,3	25	1029,7	20,2	0,181
I-8	30,4	30,2	3,82	37,4	31,7	908,9	19,8	0
I-9	30,23	30,23	3,65			909	16,5	0,112
I-10	30,35	30,1	3,67	34,4	27,2	903,7	19,2	0
I-11	30,2	30,25	3,59			903,7	20,5	0,179
I-12	30,07	30,1	3,62	29,4	27,9	906,1	16,5	0,327
I-13	30,01	29,72	3,61			905,6	29,1	0,32
III-6	30,58	30,23	15,3	36,5	34,6	956,2	5	0,269
III-7	30,18	30,36	15,01			956,1	8	0,117
III-8	30,45	30,27	15,1	26,5	29,5	953,7	8,4	0,183
III-9	29,92	29,98	14,97	36,3	33,8	969,9	17,2	0,004
III-10	29,78	30,1	14,89			966,2	14,5	0,121
III-11	29,8	30,44	14,89	39,3	36,8	968,3	23,5	0,003
III-12	29,92	30,2	14,96	47,1	41,2	963,6	12,5	0,183
III-13	29,9	29,85	14,96	43,6	37	972,2	—0,5	0,321
I-1a	30,15	30,55	4,02	50,1	45,8	912	25	0,314
I-2a	30,05	30,75	4,01			912,1	23,1	0
I-3a	30,1	30,67	3,89	49,4	44,1	—	20,8	0,113
I-4a	30,35	30,45	4,08			875,5	33,8	0,178
I-5a	30,3	30,6	4,16	46,1	31,9	870,2	20,7	0,109
I-6a	30,2	30,62	4,11				22,3	0,184
I-7a	29,9	30,15	3,98	52,2	39,1	866,3	24,7	0,321
III-1a	30,12	30,27	14,8	42,6	44	985,4	25	0
III-2a	30,3	30,45	14,8	51,1	48,6	971,7	12,1	0,104
III-3a	30,1	30,5	14,7				3,6	0,321
III-4a	29,9	30,17	14,9	56,2	51,9	960,7	12,8	0,188
III-5a	30,25	30,04	15,88	41,8	35,3	905,9	15,3	0,005
III-6a	30,35	30,25	15,42			906,5	10,3	0,175
III-7a	30,55	30,07	15,28	40,7	27,4	913,9	15,7	0,106
III-8a	30,27	30,17	15,67			913,6	9,8	0,314

Примечания: 1. *Маркировка свай: I — образцы с периферийным расположением продольной арматуры; III — то же, с центральным. Сваи с 16 проволоками имеют индекс «а».*

2. Размеры деформаций арматуры по показанию тензодатчиков экстраполированы на момент разрушения,.

Таблица 8.2

Опытные и теоретические разрушающие усилия

Шифр свай	Разрушающая нагрузка, кН				$\frac{N_p^{оп}}{N_{p1}}$	$\frac{N_p^{оп}}{N_{p2}}$	$\frac{N_p^{оп}}{N_{p3}}$
	$N_p^{оп}$	N_{p1}	N_{p2}	N_{p3}			
I-3	3040	2622	2962	2054	1,16	1,03	1,48
I-4	1520	1440	1630	1290	1,06	0,93	1,18
I-8	3520	2818	3175	2478	1,25	1,11	1,42
I-9	2730	2010	2390	1865	1,36	1,14	1,46
I-10	3340	2392	2709	2278	1,4	1,23	1,47
I-11	2080	1543	1730	1474	1,35	1,21	1,41
I-12	1125	1053	1170	856	1,07	0,96	1,33
I-13	1200	1082	1200	884	1,11	1	1,36
III-6	1600	1593	1780	1280	1	0,9	1,25
III-7	2960	2355	2668	1742	1,26	1,11	1,7
III-8	1920	1722	1939	1173	1,12	0,99	1,64
III-9	3040	2910	3295	2125	1,05	0,92	1,43
III-10	2240	2208	2500	1915	1,02	0,9	1,17
III-11	3520	3241	3660	2560	1,09	0,96	1,37
III-12	2550	2413	2720	2040	1,06	0,94	1,25
III-13	1690	1389	1549	1235	1,22	1,09	1,37
I-1a	1860	1870	2100	1585	0,99	1,89	1,17
I-2a	4110	4050	4585	3330	1,02	0,9	1,23
I-3a	3360	2953	3347	3405	1,14	1	1,4
I-4a	3700	2560	2885	2108	1,35	1,2	1,64
I-5a	3360	2120	2413	2273	1,59	1,39	1,48
I-6a	2720	1792	2024	1913	1,52	1,34	1,42
I-7a	1760	1558	1740	1521	1,13	1,01	1,16
III-1a	4170	3845	4356	1920	1,08	0,96	2,17
III-2a	3380	3420	3875	2465	0,99	0,87	1,37
III-3a	1760	2021	2275	1547	0,87	0,77	1,14
III-4a	3100	2982	3352	2341	1,04	0,92	1,32
III-5a	3720	2990	3398	2600	1,24	1,1	1,43
III-6a	2390	2093	2354	1837	1,14	1,02	1,3
III-7a	3040	2310	2620	1791	1,32	1,16	1,7
III-8a	1440	1453	1605	1195	0,99	0,90	1,2

Результаты исследований. *Прочность свай.* Разрушение обоих типов свай носило хрупкий характер. В большинстве случаев оно происходило столь быстро, что не удавалось сбросить нагрузку для предотвращения полного разрушения образца и тем более для фиксации его начального момента. Лишь у нескольких свай разрушению предшествовало появление каких-либо внешних его

признаков. Зона разрушения захватывала тем большую часть образца (по высоте сечения и по длине), чем меньше была величина относительного эксцентрицитета.

При испытаниях на центральное сжатие часто, особенно при центральном расположении проволок, разрушалась вся средняя часть по длине сваи.

Продольная арматура центрально армированных образцов при всех принятых эксцентрицитетах после разрушения оставалась целой, у периферийно армированных арматура $F_{\text{п}}$ обрывалась при относительных эксцентрицитетах $e_0/h \geqslant 0{,}1$.

В табл. 8.2 дано сопоставление теоретических $N_{\text{р}}^{\text{т}}$ и опытных $N_{\text{р}}^{\text{оп}}$ разрушающих нагрузок. $N_{\text{р}}^{\text{т}}$ для свай с периферийно расположенной продольной арматурой определяли по формулам, рекомендуемым Нормами [1], для свай с центрально расположенной продольной арматурой — по формулам, приведенным в этой статье.

Значения $N_{\text{р1}}$ и $N_{\text{р2}}$ подсчитывали при $R_{\text{пр}}$, полученных по результатам испытания призм, но $R_{\text{пр}}$ для $N_{\text{р2}}$ корректировали умножением на $k=1{,}127$ (переводной коэффициент к фактической призменной прочности бетона в сваях по данным их испытания на центральное сжатие); $N_{\text{р3}}$ подсчитывали при $R_{\text{пр}}$, полученных по результатам испытания кубов.

Данные табл. 8.2 свидетельствуют о том, что формулы, рекомендуемые для расчета обоих видов свай, имеют одинаковую надежность.

Поскольку при равном числе проволок и прочих равных показателях примерно одинакова и расчетная прочность свай, можно сделать вывод, что такие сваи имеют практически равную прочность при внецентренном сжатии в области исследованных эксцентрицитетов.

Деформативность. Чтобы исключить влияние гибкости, исследовали короткие сваи с отношением длины к высоте сечения $e_0/h \approx 7$.

Измерение прогибов свай при испытаниях показало их малое влияние на величину расчетного эксцентрицитета. Максимальная величина прогиба в середине высоты свай не превышала 5% начального эксцентрицитета свай.

Трещиностойкость. При определении усилия трещинообразования $N_{\text{т}}^{\text{оп}}$ принимали во внимание: распределение деформаций по длине растянутой грани, измене-

ние прогибов свай и результаты визуального наблюдения.

Известны различные предложения по назначению величины опытного усилия трещинообразования $N_т^{оп}$ и их недостатки.

Определение $N_т^{оп}$ по характеру кривых на графиках, «деформация — нагрузка», построенных по показаниям тензодатчиков на растянутой грани свай, встретило трудности. Графики для отдельных датчиков имеют перегибы при различных усилиях, нередко на графике одного датчика имеются несколько перегибов, поэтому возмо-

Таблица 8.3

Опытные и теоретические усилия образования трещин

Шифр сваи	Усилие трещинообразования, кН				$\frac{N_{т1}^{оп}}{N_{т1}}$	$\frac{N_{т2}^{оп}}{N_{т2}}$	$\frac{N_{т3}^{оп}}{N_{т3}}$
	$N_т^{оп}$	$N_{т1}$	$N_{т2}$	$N_{т3}$			
Iк-5	680	—	—	630	—	—	1,08
Iк-7	920	690	871	642	1,33	1,06	1,43
Iк-12	520	602	580	589	0,86	0,9	0,88
Iк-13	520	610	589	598	0,79	0,82	0,87
IIк-4	1080	806	823	614	1,34	1,31	1,76
IIк-6	840	935	765	738	1,1	0,9	1,14
IIк-13	1000	758	800	690	1,32	1,25	1,45
I-1а	1080	—	875	978	—	1,24	1,1
Iк-7а	1080	1130	1220	937	0,96	0,89	1,15
III-3а	920	1053	1137	925	0,87	0,81	1
III-8а	680	886	1045	823	0,77	0,65	0,83

Примечание. Усилия трещинообразования определяли при значениях $R_р$, полученных: испытанием балочек 10×10×40 см на раскалывание ($N_{т1}$); испытанием балочек на изгиб ($N_{т2}$); по кубиковой прочности бетона($N_{т3}$).

жен субъективный подход при определении усилия трещинообразования.

Наоборот, графики прогибов для некоторых свай вообще не имели заметных перегибов. Поэтому за усилие трещинообразования приняты средние значения нагрузок на этапе визуального обнаружения трещин и на этапе, предшествующем ему. Ширина раскрытия трещин большинства свай составляла при их обнаружении 0,01—0,2 мм.

Теоретические значения усилий трещинообразования $N_т^т$ определяли способом ядровых точек. Контрольные

расчеты, выполненные для некоторых свай так называемым точным методом, показали, что он дает такие же результаты, что и способ ядровых точек.

В табл. 8.3 приведены данные по трещиностойкости испытанных свай. Они свидетельствуют о большом разбросе значений $N_т^{оп}$, причем в одних случаях расчет значительно переоценивает трещиностойкость свай; в других, наоборот, $N_т^{оп}$ значительно больше $N_т^т$. Абсолютные значения $N_т^{оп}$ достаточно велики, так что появления трещин в сваях, не имеющих их после погружения, следует ожидать только при эксцентрицитетах $e_0/h > 0{,}25...0{,}3$.

Исследования подтвердили возможность возникновения в железобетонных элементах трещин в тех случаях, когда внешняя сила не выходит за пределы ядра сечения. Однако практического значения для свай это не имеет, так как $N_т^{оп}/N_т^т$ в таких случаях близко к единице.

Развитие трещин по ширине и в длину с ростом нагрузки происходило медленно. Ширина раскрытия трещин в сваях на последних этапах наблюдения не превышала 0,15—0,2 мм.

Развитие трещин по высоте сечения даже при $e_0/h = 0{,}3$ не превышало 10—12 см, что особенно важно для свай с центрально расположенной продольной арматурой. Трещины не достигали зоны расположения проволок, следовательно, в данных условиях такие сваи будут более коррозионностойкими, чем периферийно армированные.

Исследования подтвердили целесообразность применения свай без поперечного армирования в условиях воздействия на них внецентренно приложенных нагрузок, в частности в фундаментах под колонны промышленных зданий.

Расчет прочности свай с центрально расположенной продольной арматурой при изгибе и внецентренном сжатии с большими эксцентрицитетами рекомендуется выполнять по формулам, приведенным в [1]. При этом сваи рассматриваются как элементы с одиночной арматурой с рабочей высотой сечения $h_0 \approx h/2$. Экспериментальные исследования [2] свидетельствуют о хорошей сходимости расчетов по этим формулам с опытными данными. Формулы второго случая внецентренного сжатия (случай малых эксцентрицитетов) не могут быть использованы при расчете свай с центральной арматурой.

Уравнение предельного равновесия $\Sigma M=0$ относительно оси, проходящей через центр тяжести продольной арматуры, учитывающее усилие только по одну сторону от оси, не может быть использовано при эксцентриситетах, близких к нулю.

Напряжение в арматуре таких свай изменяется в зависимости от размера эксцентриситета e, продольной силы N от $\sigma_a=\sigma_c'$ при центральном сжатии до $\sigma_a=R_a$ (или $\sigma_{0,2}$), при эксцентриситете, равном граничному между первым и вторым случаями внецентренного сжатия.

Таблица 8.4

Значения e_0

Армирование свай	Число проволок ⌀ 5 Вр-II	Граничный эксцентриситет $e_{гр}$, см	
		$\sigma_0=90$ МПа	$\sigma_0=58{,}5$ МПа
Периферийное	8	21,4	24
	16	25,6	30,1
Центральное	8	34,1	40,1
	16	105,4	<0

Следовательно, при расчете свай с центрально расположенной арматурой необходимо определить три неизвестные величины: высоту сжатой зоны, продольную силу и напряжение в продольной арматуре.

Решить эту задачу с помощью двух уравнений предельного равновесия, как при расчете свай с периферийно расположенной арматурой ($F_н'$ вводится в расчет с постоянным напряжением, равным σ_c'), нельзя.

Отметим еще одну особенность предварительно-напряженных свай с центрально расположенной продольной арматурой, связанную с малой высотой рабочего сечения h_0 при изгибе и внецентренном сжатии по первому случаю. Граничный изгибающий момент переармирования сечения $M_{гр}$ у них значительно меньше, а граничный эксцентриситет $e_{гр}$ при внецентренном сжатии значительно больше, чем у аналогичных свай с периферийно расположенной продольной арматурой.

Значения $e_{гр}$ для предварительно-напряженных свай (сечением 30×30 см, $R_{пр}=14$ МПа, $R_a=1020$ МПа) с центрально и периферийно расположенной проволочной арматурой приведены в табл. 8.4.

Значения $e_{гр}$ для периферийно армированных свай определяли по формулам [1], а для центрально армированных — по изложенной ниже методике.

Значение $e_{гр}<0$ в табл. 8.4 свидетельствует о том, что при любых эксцентрицитетах свая работает по случаю 2.

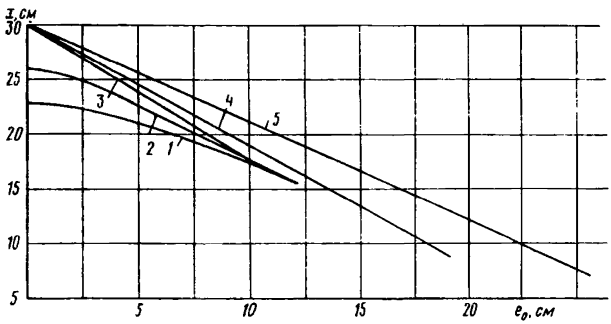


Рис. 8.2. Характер зависимости $x—e_0$ в области малых эксцентрицитетов

1 — свая с периферийно расположенной продольной арматурой при $h_0/h=0{,}88$; *2* — то же, при $h_0/h=0{,}93$; *3* — то же, при $h_0/h=1$; *4* — свая с центрально расположенной продольной арматурой, $\sigma_{0,2}=900$ МПа; *5* — то же, $\sigma_{0,2}=585$ МПа

Анализ предлагаемых формул 2-го случая внецентренного сжатия показал, что их структура может быть использована при выводе соответствующих формул для элементов с центрально расположенной арматурой. Для расчета прочности таких элементов рекомендуется аналогичное по форме — см. неравенство (4) в работе [1] — основное расчетное неравенство:

$$Nc \leqslant R_{пр} S_б + \sigma_A S_a. \qquad (8.1)$$

Содержание этих неравенств различно. В неравенстве (4) моменты внутренних усилий взяты относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры. Это удобно тем, что позволяет избавиться от одного неизвестного (усилия в арматуре A) и получить унифициро-

ванные выражения для расчета сечения в пределах всего диапазона эксцентрицитетов.

Вообще же подобное неравенство может быть составлено относительно любой произвольно выбранной оси, в частности относительно оси, проходящей через менее напряженную грань сечения. Во всех случаях соблюдается условие $\frac{\Sigma M}{e}=N$, где ΣM — сумма моментов всех внутренних усилий в сечении относительно какой-либо оси; e — расстояние от этой оси до внешней силы N.

На рис. 8.2 показан характер зависимости расчетной высоты сжатой зоны бетона x от эксцентрицитета e_0; зависимость построена для элемента сечением 30×30 см при различных значениях отношения h_0/h. Для определения x использовалось уравнение (5) из работы [1]. При центральном сжатии ($e_0=0$) расчетные значения x тем сильнее отличаются от фактического ($x=h$), чем меньше отношение h_0/h. В частном (условном) случае при $h_0/h=1$ значения x изменяются линейно с изменением e от $x=x_{гр}$ до $x=h$, т. е. нарушение линейной зависимости x—e происходит только вследствие того, что при определении x не учитывается часть площади сечения бетона.

Линейная зависимость x—e означает, что равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона меняется линейно с изменением эксцентрицитета e. По-видимому, такую же предпосылку можно принять и при определении $S_б$ для центрально армированных свай, так как и у них предельное усилие в арматуре и растянутом бетоне незначительно в сравнении с предельным усилием в сжатом бетоне.

Тогда, взяв менее напряженную грань элемента в качестве моментной оси, получим уравнение для статического момента площади сжатой зоны бетона в предельном состоянии $S_б$, аналогичное уравнению (5) из [1]:

$$S_б = S - \left(S - S'_{гр}\right)\left(\frac{e-e_ц}{e_{гр}-e_ц}\right), \qquad (8.2)$$

где $S=0{,}5bh^2$ — статический момент площади всего сечения бетона относительно той же грани; $S'_{гр}=bx_{гр}\left(h-\frac{x_{гр}}{2}\right)$ — статический момент площади сжатого бетона

при высоте ее $x_{гр}$, соответствующей границе между 1-м и 2-м случаями внецентренного сжатия, относительно менее напряженной грани элемента; $x_{гр}=\xi_{гр}h_0$, где $\xi_{гр}$ определяется по формуле (2) в работе [3]; e, $e_ц$ и $e_{гр}$ — расстояния от менее напряженной грани сечения до точки приложения продольной силы N, до центра сжатия сечения и до точки приложения силы N, когда высота сжатой зоны $x_{гр}$:

$$e_ц=\frac{R_{пр}S+R_{а.с}S_а}{R_{пр}F+R_{а.с}F_н};$$

$$e_{гр}=e_{0\,гр}+h-h_0;$$

$$e_{0\,гр}=\frac{R_{пр}S_{гр}}{R_{пр}F_{гр}-R_а F_н}$$

— расстояние от центра тяжести арматуры до точки приложения силы N, когда высота сжатой зоны равна $x_{гр}$; $S_{гр}=bx_{гр}\left(h_0-\frac{x_{гр}}{2}\right)$ — то же, что и $S'_{гр}$, но относи-

Таблица 8.5

Опытные и расчетные значения $S_б$

Шифр сваи	Относительный эксцентриситет	$-\sigma_A^{оп}$, МПа	$\sigma_A^т/\sigma_A^{оп}$		$S_б^{р}$, см³	$\frac{S_{б,A}^{оп}}{S_б^{р}}$	$\frac{S_{б,E}^{оп}}{S_{б.р}}$
			$k=1$	$k=2$			
III-1	0,115	699	1,13	0,93	—	—	—
III-2	0,178	738	1,04	0,95	—	—	—
III-3	0,18	740	0,85	0,85	12 375	1	0,98
III-4	0,31	888	1,06	1,06	10 145	0,96	0,98
III-6	0,269	1046	0,97	0,81	11 415	0,98	0,98
III-7	0,117	812	0,89	0,71	13 328	1,02	1,02
III-8	0,183	803	1,07	0,83	12 856	1,06	1,1
III-10	0,121	705	1,05	0,82	—	—	—
III-12	0,183	739	1,15	0,9	12 252	1,06	0,97
III-13	0,321	981	1,15	1	9 590	1,11	1,05
III-3а	0,321	907	1,12	0,92	11 062	1,16	1,08
III-4а	0,188	731	1,08	0,84	12 583	1,06	1,01
III-6а	0,175	721	0,99	0,74	13 152	1,01	0,99
III-7а	0,106	631	0,98	0,78	13 788	1,03	1,04
III-8а	0,314	737	1,26	1	11 692	0,94	0,95
III-9а	0,176	734	0,9	0,69	13 483	1,11	1,09

Примечание. $S_{б,A}^{оп}$ определены при эпюре напряжений в сжатой зоне бетона, приведенной к эквивалентной прямоугольной эпюре в соответствии с нормами США АС-J-318-63 [5]; $S_{б,E}^{оп}$ — то же, по рекомендациям ЕКБ [4].

тельно оси, проходящей через центр тяжести арматуры, $F_{гр}=bx_{гр}$.

Остальные, неоговоренные выше обозначения соответствуют принятым в СНиП II-В.1-62*.

Значение $S_б$ можно определить и другим путем:

$$S_б = bx(h - x/2), \tag{8.3}$$

где $x = x_{гр} + (h - x_{гр})\dfrac{e_{0\,гр} - e_0}{e_{0\,гр}}$.

По материалам исследований (табл. 8.5) сопоставлены опытные значения $S_б^{оп}$ с расчетными $S_б^{р}$, вычисленными по изложенной методике. $S_б^{оп}$ определяли по высоте сжатой зоны бетона, замерявшейся с помощью тензодатчиков. Данные табл. 8.5 свидетельствуют об удовлетворительной сходимости опытных и расчетных значений $S_б$.

В настоящее время нет надежных зависимостей, описывающих деформации сечения железобетонного элемента в предельном состоянии. Приближенная оценка напряжений σ_A [см. формулу (8.1)] для сжатых по второму случаю элементов с центрально расположенной арматурой может быть дана на основе гипотезы плоских сечений. Деформации арматуры находят по формуле

$$\varepsilon_a = \frac{h_0 - y}{y}\varepsilon_{б.пр}. \tag{8.4}$$

При этом необходимо использовать эмпирические зависимости, связывающие расчетную высоту сжатой зоны $x=cy$ с ее фактической высотой y и напряжения в арматуре σ_A с ее деформациями ε_a.

В уравнении (8.4) значение y изменяется в пределах от h/c при $e_0=0$ до $x_{гр}/c$ при $e_0=e_{гр}$. Поскольку значение $x_{гр}$ зависит от предварительного напряжения σ_0, изменение напряжений в арматуре от σ_0' при $e_0=0$ до R_a (или $\sigma_{0,2}$) при $e_0=e_{огр}$ может быть обеспечено только при переменной $\varepsilon_{б.пр}$ [4].

Кроме того, проанализирована возможность использовать эмпирические зависимости вида

$$\sigma_A = \left(R^н_{а.с} - m_т\,\sigma_{0t}\right) + \left(R^н_а - R^н_{а.с} + m_т\,\sigma_{0t}\right)\left(\frac{e - e_ц}{e_{гр} - e_ц}\right)^k. \tag{8.5}$$

При $k=1$ зависимость σ_A—e линейная, а теоретические значения напряжений в арматуре, как правило, больше $\sigma_A^{оп}$.

При $k=2$, наоборот, теоретические значения $\sigma_A^{т}$ меньше опытных, но значительно больше $\sigma_A^{т}$, найденных с использованием гипотезы плоских сечений.

Опытные и теоретические напряжения σ_A (табл. 8.5), $\sigma_A^{оп}$ определяли по напряжениям, контролируемым при изготовлении с учетом потерь и замера (с помощью тензодатчиков) деформаций бетона и арматуры при испытаниях.

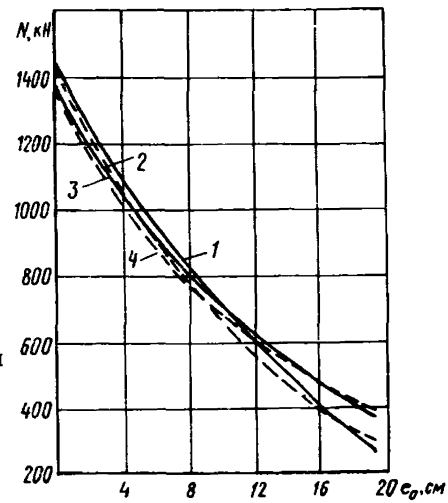


Рис. 8.3. Зависимость расчетной несущей способности свай N от эксцентрицитета e_0

1 — с центрально расположенной арматурой 8 ⌀ 5 Вр-II; *2* — то же, 16 ⌀ 5 Вр-II; *3* — с периферийно расположенной арматурой 8 ⌀ 5 Вр-II; *4* — то же, 16 ⌀ 5 Вр-II

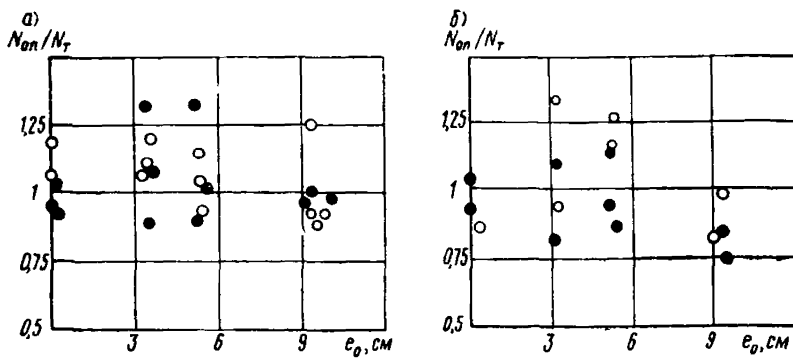


Рис. 8.4. Сопоставление опытных и вычислительных разрушающих нагрузок в сваях

а — армированных проволоками 8 ⌀ 5 Вр-II; *б* — то же, 16 ⌀ 5 Вр-II; ● — с периферийно расположенной арматурой; ○ — с центрально расположенной арматурой

По-видимому, лучшего совпадения теоретических и опытных значений σ_A можно было бы добиться, используя в эмпирической зависимости дробный показатель степени.

Учитывая небольшое влияние напряжений в арматуре на несущую способность свай (при принятых процентах армирования) и отсутствие экспериментальных данных при эксцентрицитетах $e_0/h > 0{,}3$, нами рекомендована формула (8.5) при $k = 1$.

На рис. 8.3 представлены расчетные значения N в зависимости от эксцентрицитета e_0 для свай сечением 30×30 см из бетона марки 300, армированных 8 и 16 проволоками диаметром 5 из стали Вр-II, располагаемыми в центре сечения и периферийно. Для периферийно армированных свай графики захватывают и область бо́льших эксцентрицитетов.

Расчет внецентренно сжатых с малыми эксцентрицитетами центрально армированных свай выполнен по представленным выше формулам, расчет периферийно армированных свай — по формулам норм [1].

Из рис. 8.3 видно, что расчетные несущие способности для обоих видов свай достаточно близки, что хорошо согласуется с результатами экспериментальных исследований.

На рис. 8.4 сопоставлены расчетные и опытные разрушающие нагрузки для этих свай. Из сопоставления видно, что предлагаемые формулы обеспечивают необходимую надежность.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Чистяков Е. А., Беликов В. А.** Изгиб и внецентренное сжатие коротких и гибких элементов. «Бетон и железобетон», 1971, № 5.

2. **Назаров А. Д., Комлев В. А., Сухарев Ю. Н., Якушин В. А.** Исследование работы предварительно-напряженных свай без поперечного армирования на изгиб. Сб. трудов НИИПромстроя, вып. XIV. М., Стройиздат, 1974.

3. **Мулин Н. М., Гуща Ю. П.** Арматура и условия ее работы в конструкциях, «Бетон и железобетон», 1971, № 5.

4. Международные рекомендации для расчета и осуществления обычных и предварительно-напряженных железобетонных конструкций. Рекомендации. Европейский комитет по бетону. НИИЖБ. М., 1970.

5. **Таль К. Э.** Сопоставление технического уровня отечественных норм проектирования железобетонных конструкций с некоторыми зарубежными нормативами. — В кн.: Влияние скорости нагружения, гибкости и крутящих моментов на прочность железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1970.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 3

Раздел I. Исследования предварительно-напряженных конструкций производственных зданий 5

Глава 1. Исследования совместной работы предварительно-напряженных несущих конструкций покрытий производственных зданий 5

§ 1. Учет работы плит покрытия при расчете прочности стропильных балок (канд. техн. наук В. А. Клевцов) 5

§ 2. Исследование плит покрытия с учетом их совместной работы со стропильными конструкциями (кандидаты техн. наук В. А. Клевцов, И. Б. Юозайтис) 13

§ 3. Исследование закладных деталей узлов сопряжений сборных конструкций каркасов одноэтажных производственных зданий (канд. техн. наук В. А. Клевцов, инж. И. И. Весник) 22

Список литературы 37

Глава 2. Исследования предварительно-напряженных стропильных ферм 38

§ 1. Учет изменчивости свойств материалов и геометрии сечений при расчете статически неопределимых ферм (канд. техн. наук В. А. Клевцов) 38

§ 2. Безраскосные стропильные фермы из бетона марки 800 (кандидаты техн. наук А. Д. Либерман, Л. В. Руф, М. А. Янкелевич, инж. Ю. А. Шевченко) 46

§ 3. Исследование напряженного состояния предварительно-напряженных ферм в доэксплуатационной стадии (кандидаты техн. наук Н. А. Маркаров, В. Г. Кваша, инж. Н. С. Тимощук) 54

§ 4. Исследование потерь напряжения в предварительно-напряженных элементах с прядевой арматурой из бетона марки 800 (применительно к конструкциям стропильных ферм) (канд. техн. наук Н. А. Маркаров, инж. Ю. С. Сысоев) 69

§ 5. Практический метод определения потерь напряжений в арматуре, возникающих при тепловой обработке предварительно-напряженных изделий стендового изготовления (канд. техн. наук Н. А. Маркаров, инж. А. Г. Замиховский) . . . 81

Список литературы 96

Стр.

Глава 3. Исследования колонн производственных зданий . 98

§ 1. Предварительно-напряженные колонны с «малыми» эксцентрицитетами нагружения для одноэтажных зданий (канд. техн. наук А. А. Светов) 98

§ 2. Исследование работы железобетонных колонн многоэтажных зданий (канд. техн. наук А. Е. Кузьмичев) 105

Список литературы 111

Раздел II. Исследования предварительно-напряженных конструкций жилых и общественных зданий 112

Глава 4. Исследование предварительно-напряженных панелей перекрытий 112

§ 1. Условия закрытия нормальных трещин в многопустотных панелях с проволочной арматурой (д-р техн. наук проф. Г. И. Бердичевский, канд. техн. наук В. Г. Крамарь, канд. техн. наук А. Н. Воробьев) 112

§ 2. Трещиностойкость многопустотных панелей перекрытий при воздействии монтажных нагрузок (д-р техн. наук проф. Г. И. Бердичевский, канд. техн. наук В. Г. Крамарь. канд. техн. наук А. Н. Воробьев) 128

Список литературы 134

Глава 5. Исследование предварительно-напряженных сталежелезобетонных изгибаемых элементов для перекрытий общественных зданий (д-р техн. наук проф. Г. И. Бердичевский, инж. И. Я. Подольский) 135

Список литературы 170

Раздел III. Исследования конструкций инженерных сооружений 171

Глава 6. Исследования сборных конструкций зерновых силосов 171

§ 1. Исследование стеновых керамзитобетонных элементов квадратных силосов с учетом их действительной работы в сооружении (канд. техн. наук Ф. А. Иссерс, инж. Е. А. Петров) 171

Глава 7. Исследование напряженного состояния конструкций с внутренними анкерами различной жесткости при отпуске арматуры (канд. техн. наук О. М. Гетманенко) 184

Глава 8. Исследование предварительно-напряженных свай без поперечного армирования на внецентренное сжатие (инж. А. Д. Назаров, канд. техн. наук В. А. Якушин) . . 191

Список литературы 205

Григорий Израилевич Бердичевский, Владимир Александрович Клевцов,
Владимир Григорьевич Крамарь, Николай Александрович Макаров,
Феликс Абрамович Иссерс, Ионас Балкрович Юозайтис,
Ирина Ивановна Весник, Альфред Давидович Либерман,
Леопольд Васильевич Руф, Марк Абрамович Янкелевич,
Юрий Алексеевич Шевченко, Виктор Григорьевич Кваша,
Николай Станиславович Тимощук, Юрий Николаевич Сысоев,
Аркадий Гаврилович Замиховский, Андрей Андреевич Светов,
Алексей Егорович Кузьмичев, Александр Николаевич Воробьев,
Иосиф Яковлевич Подольский, Евгений Александрович Петров,
Ольга Михайловна Гетманенко, Анатолий Дмитриевич Назаров,
Василий Александрович Якушин

ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Редакция литературы по строительным материалам и конструкциям
Зав. редакцией И. М. Рабинович
Редактор А. В. Болотина
Мл. редактор Л. А. Козий
Внешнее оформление художника Ю. И. Смурыгина
Технический редактор Р. Т. Никишина
Корректоры Л. С. Лелягина, Е. А. Степанова

Сдано в набор 26/VII 1976 г. Подписано в печать 17/XI 1976 г. Формат 84×108¹/₃₂ д. л. Бумага типографская № 2. 10,92 усл. печ. л. (уч.-изд. 11,0 л.). Изд. № IVI—6171. Тираж 8.000 экз. Заказ 661. Цена 55 коп.

Стройиздат
103006, Москва, Каляевская, 23а

Владимирская типография Союзполиграфпрома
при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли

димир, ул. Победы, д. 18-б.

gost.e-ecolog.ru