

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»

А.В. Корнюхин, М.В. Кочеткова, О.В. Снежкина

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ
ИССЛЕДОВАНИЯ ТОЛСТЫХ ПЛИТ**

Пенза 2013

УДК 624.156.04

ББК 38.58

К67

Рецензент – зав. кафедрой «Городское строительство и автомобильные дороги» Тамбовского государственного технического университета, доктор технических наук, профессор В.И. Леденев

Корнюхин А.В.

К67 Экспериментально-теоретические исследования толстых плит: моногр. / А.В. Корнюхин, М.В. Кочеткова, О.В. Снежкина. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 132 с.

ISBN 978-5-9282-0870-7

Рассмотрен характер образования и развития трещин, приведена классификация трещин и схем разрушения, проведен анализ напряженно-деформированного состояния железобетонных толстых плит на основе физического эксперимента.

Работа предназначена для научно-технических сотрудников, занятых в строительной сфере, а также студентов, обучающихся по направлению 270800 «Строительство», магистрантов и аспирантов.

ISBN 978-5-9282-0870-7

© Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 2013

© Корнюхин А.В., Кочеткова М.В.,
Снежкина О.В., 2013

ВВЕДЕНИЕ

Строительство – одна из важнейших отраслей экономики государства. Прочность строительных конструкций и затраты на строительство закладываются в начальной стадии, стадии проектирования, в частности при проектировании свайного фундамента, стоимость которого может достигать 40 % от стоимости сооружения. Надежность свайного фундамента, как основного несущего элемента, в значительной степени зависит от умения правильно оценить работу ростверка под нагрузкой, действующей от вышерасположенных конструкций, и запроектировать его в соответствии с действительным характером напряженно-деформированного состояния.

В настоящее время действующие строительные Нормы предлагают приближенные методы расчета ростверков, используя в качестве аналога неразрезные балки. Прочность указанных конструкций оценивается расчетом по нормальному и наклонному сечениям. При этом не учитываются величина пролета среза, большие размеры свай-опор и другие особенности работы ростверка. Используемые методы расчета не соответствуют действительной работе свайных ростверков, что приводит к необоснованно большому расходу бетона и арматуры.

Для решения существующей проблемы при расчете ростверков свайных фундаментов, на кафедре строительных конструкций Пензенского государственного университета архитектуры и строительства под руководством заслуженного деятеля науки и техники Российской Федерации, члена-корреспондента РААСН, доктора технических наук, профессора Т.И. Барановой на протяжении ряда лет проводится комплексная программа по изучению работы коротких железобетонных элементов. На основании исследований был разработан и продолжает совершенствоваться новый метод расчета прочности коротких элементов на основе каркасно-стержневой модели, состоящей из наклонных сжатых бетонных полос и растянутого арматурного пояса.

В данной работе приведены результаты экспериментально-теоретических исследований работы железобетонных толстых плит. Согласно программе исследований изучено напряженно-деформированное состояние коротких балок и ростверков свайных фундаментов. Выявлен характер образования и развития трещин, определены величины разрушающих усилий в зависимости от ряда факторов.

Предлагаемая монография имеет следующую структуру изложения.

В первом разделе представлены результаты исследования напряженно-деформированного состояния ленточных ростверков при двухрядном и шахматном расположении свай. Во втором – исследования напряженно-деформированного состояния ростверков свайных фундаментов под колонны при многорядном расположении свай. В третьем разделе приводятся результаты исследования напряженно-деформированного состояния коротких балок.

Первый раздел монографии написан Корнюхиным А.В., второй – Кочетковой М.В., третий – Снежкиной О.В.

Представленная книга может быть полезна студентам, магистрантам, аспирантам и работникам строительной отрасли.

Авторский коллектив выражает благодарность профессору Т.И. Барановой и профессору Ю.П. Скачкову за помощь в проведении исследований, рецензенту – профессору В.И. Леденеву за ценные рекомендации.

1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ РОСТВЕРКОВ С ШАХМАТНЫМ И ДВУХРЯДНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВАЙ

1.1. Программа и методика испытаний

1.1.1. Программа экспериментально-теоретических исследований

Программа экспериментально-теоретических исследований ростверков имела два направления. Задачей первого направления являлось исследование ростверков с помощью физического эксперимента при изменении шага и расположения свай. Задачей второго направления являлось испытание ростверков с различными схемами расположения арматурных стержней, а также при изменении процента армирования продольной арматуры. Схема программы экспериментальных исследований показана на рис.1.1.

1.1.2. Исследование ростверков на основе физического эксперимента

Как предусмотрено целевой программой по «Исследованию ростверков свайных фундаментов», эксперимент включает следующие основополагающие факторы, влияющие на работу ростверков с шахматным и двухрядным расположением свай:

- исследование прочности сжатой зоны ростверков при изменении схемы расположения свай;
- исследование прочности сжатой зоны ростверков при изменении шага свай в продольном направлении: $a / h_0 = 0,5...1,5$;
- исследование прочности растянутой зоны ростверков при изменении вида и процента армирования.

Программа исследований предусматривала решение следующих вопросов.

а) определение влияния исследуемых факторов на характер образования трещин, на форму разрушения ростверков и на разрушающую силу:

- схемы расположения свай;
- величины пролета среза в продольном направлении a / h_0 ;
- схем армирования растянутой зоны;
- процента армирования;

б) анализ результатов испытаний;

в) разработку единой расчетной модели, принципов конструктивных решений и предложений по совершенствованию методов расчета ленточных ростверков.

Проектирование опытных образцов ростверков с шахматным и двухрядным расположением свай

Испытано 12 фрагментов ростверков. Опытные образцы проектировались в виде моделей в масштабе 1:3 прямоугольного сечения 50×17 см. В поперечном направлении образцы ростверков имели одинаковый пролет среза $L_1 / h_0 = 2,0$. Поперечной арматурой образцы не армировались.

Образцы первой серии армировались арматурной сеткой из стержней $\varnothing 12$ и $\varnothing 8$ мм класса А-III. С целью надежной анкеровки продольная арматура отгибалась по контуру ростверка. Шаг свай изменялся соответственно пролету среза a / h_0 , равному 0,5–1,5. Длина образцов составляла: 121, 94 и 67 см (рис.1.2). Характеристики опытных образцов первой серии приведены в табл.1.1.

Т а б л и ц а 1 . 1

Характеристика опытных образцов-ростверков первой серии

№ п/п	Марка образцов	Геометрические размеры, см				Размеры площадок загрузки, см				Продольная арматура	
		b	h	h_0	L	L_{sup}	b_{sup}	L_n	b_n	A_{s1}	A_{s2}
1	РШ-1-1	50	17	14	121	10	10	101	17	16 $\varnothing 12$ АIII	7 $\varnothing 12$ АIII
2	РШ-1-2	50	17	14	94	10	10	84	17	13 $\varnothing 12$ АIII	7 $\varnothing 12$ АIII
3	РШ-1-3	50	17	14	67	10	10	57	17	9 $\varnothing 12$ АIII	7 $\varnothing 8$ АIII
4	РД-1-1	50	17	14	121	10	10	121	17	16 $\varnothing 12$ АIII	7 $\varnothing 12$ АIII
5	РД-1-2	50	17	14	94	10	10	94	17	13 $\varnothing 12$ АIII	7 $\varnothing 12$ АIII
6	РД-1-3	50	17	14	67	10	10	67	17	9 $\varnothing 12$ АIII	7 $\varnothing 8$ АIII

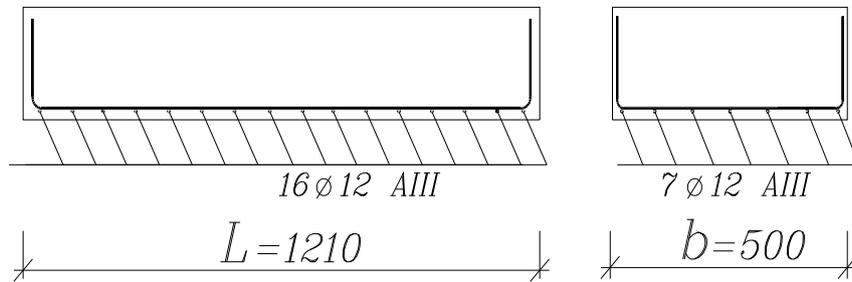
Все образцы ростверков второй серии имели одинаковую характеристику пролета среза, равную единице. В качестве продольной рабочей арматуры принимались стержни $\varnothing 4$ и $\varnothing 5$ мм класса Вр-I. Использовались пять вариантов схем армирования, отличающихся концентрацией арматурных стержней над опорами-сваями и их ориентацией в плане ростверка (рис.1.3, 1.4). Характеристики опытных образцов второй серии приведены в табл.1.2.

Т а б л и ц а 1 . 2

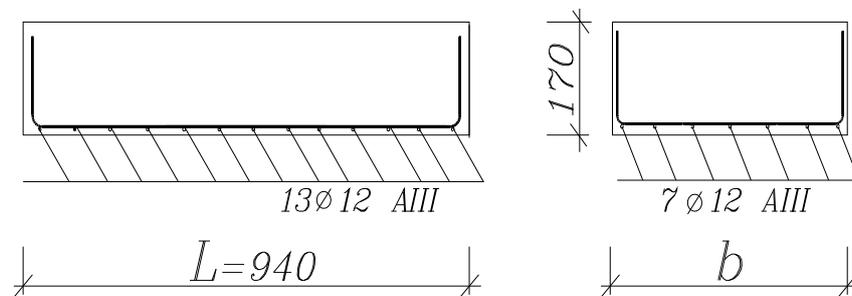
Характеристика опытных образцов-ростверков второй серии

№ п/п	Марка образцов	Геометрические размеры, см				Размеры площадок загрузки, см				Продольная арматура		
		b	h	h_0	L	L_{sup}	b_{sup}	L_n	b_n	A_{s1}	A_{s2}	A_{s3}
1	РШ-2-1	50	17	15	94	10	10	84	17	13 $\varnothing 4$ ВрI	$\varnothing 4$ ВрI	–
2	РШ-2-2	50	17	14	94	10	10	84	17	–	8 $\varnothing 5$ ВрI	6 $\varnothing 4$ ВрI 8 $\varnothing 5$ ВрI
3	РД-2-1	50	17	15	94	10	10	94	17	13 $\varnothing 4$ ВрI	7 $\varnothing 5$ ВрI	–
4	РД-2-2	50	17	15	94	10	10	94	17	11 $\varnothing 5$ ВрI	6 $\varnothing 5$ ВрI	–
5	РД-2-3	50	17	14	94	10	10	94	17	4 $\varnothing 5$ ВрI	2 $\varnothing 5$ ВрI	16 $\varnothing 5$ ВрI
6	РД-2-4	50	17	14	94	10	10	94	17	7 $\varnothing 5$ ВрI	–	12 $\varnothing 5$ ВрI

а



б



в

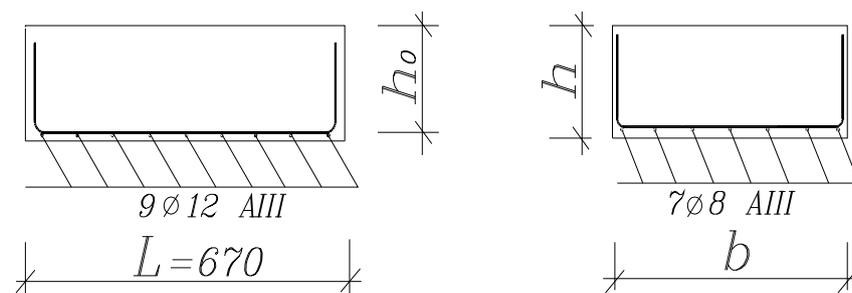
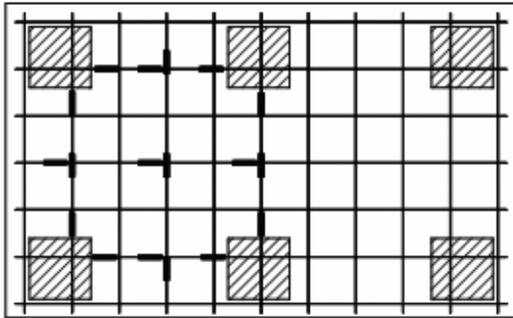
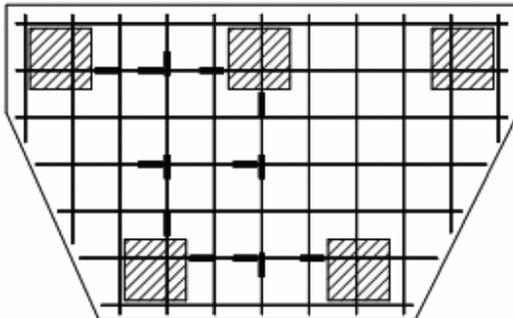


Рис.1.2. Схемы армирования образцов ростверков первой серии:
а – РД-1-1, РШ-1-1; б – РД-1-2, РШ-1-2; в – РД-1-3, РШ-1-3

а



б



в

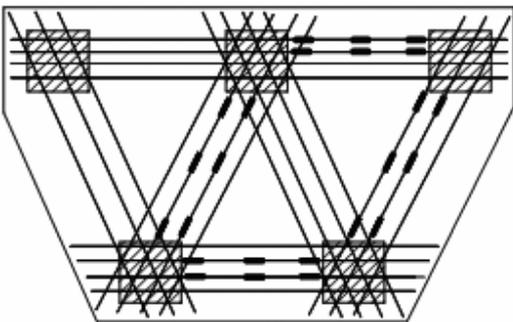
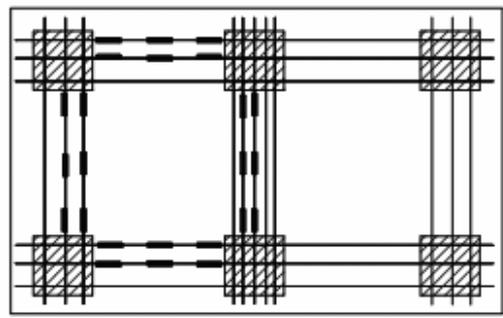
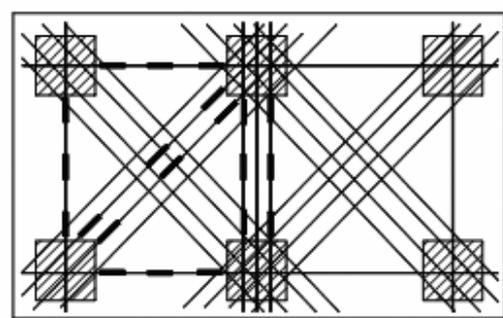


Рис.1.3. Схемы армирования и установки тензодатчиков на арматуре в образцах второй серии:
а – РД-2-1; б – РШ-2-1; в – РШ-2-2

а



б



в

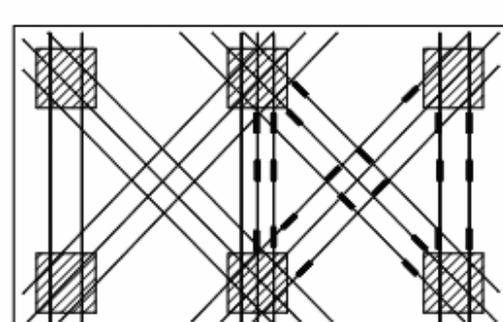


Рис.1.4. Схемы армирования и установки тензодатчиков на арматуре в образцах второй серии:
а – РД-2-2; б – РД-2-3; в – РД-2-4

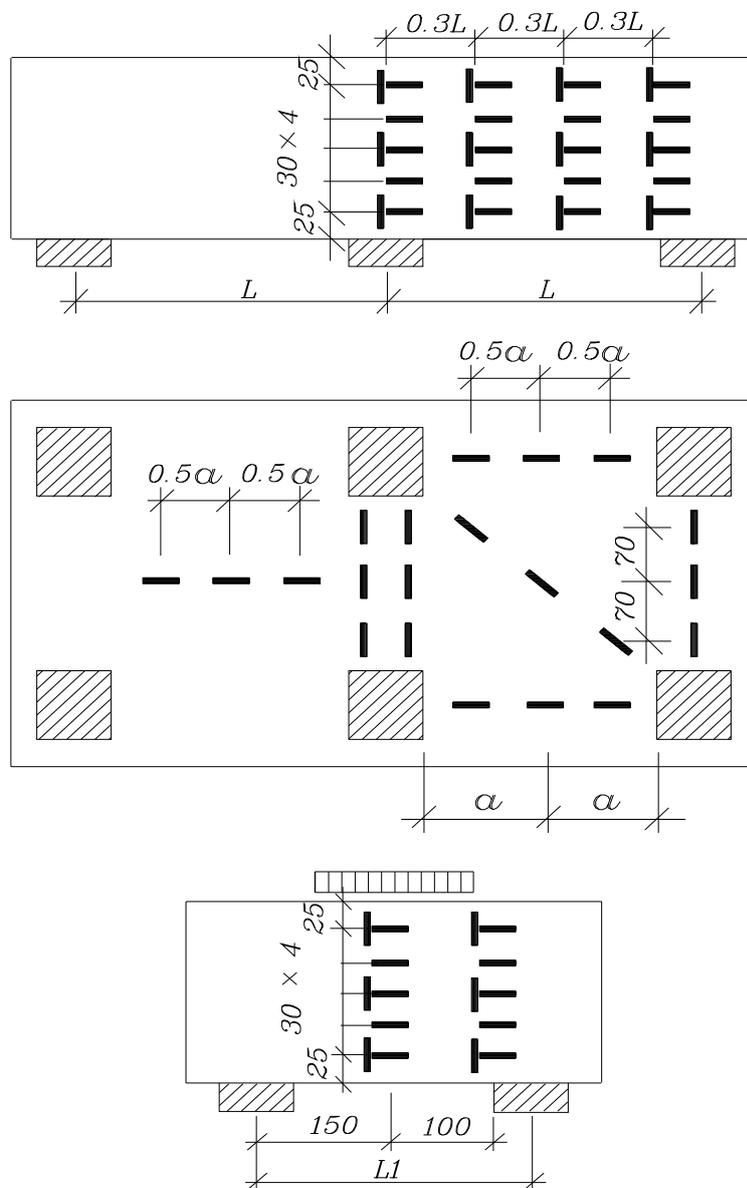


Рис. 1.5. Схема установки тензодатчиков на бетон

Методика испытаний

Нагружение ростверков производилось гидравлическим домкратом ДГ-200 через систему распределительных траверс. Схема нагружения показана на рис.1.6.

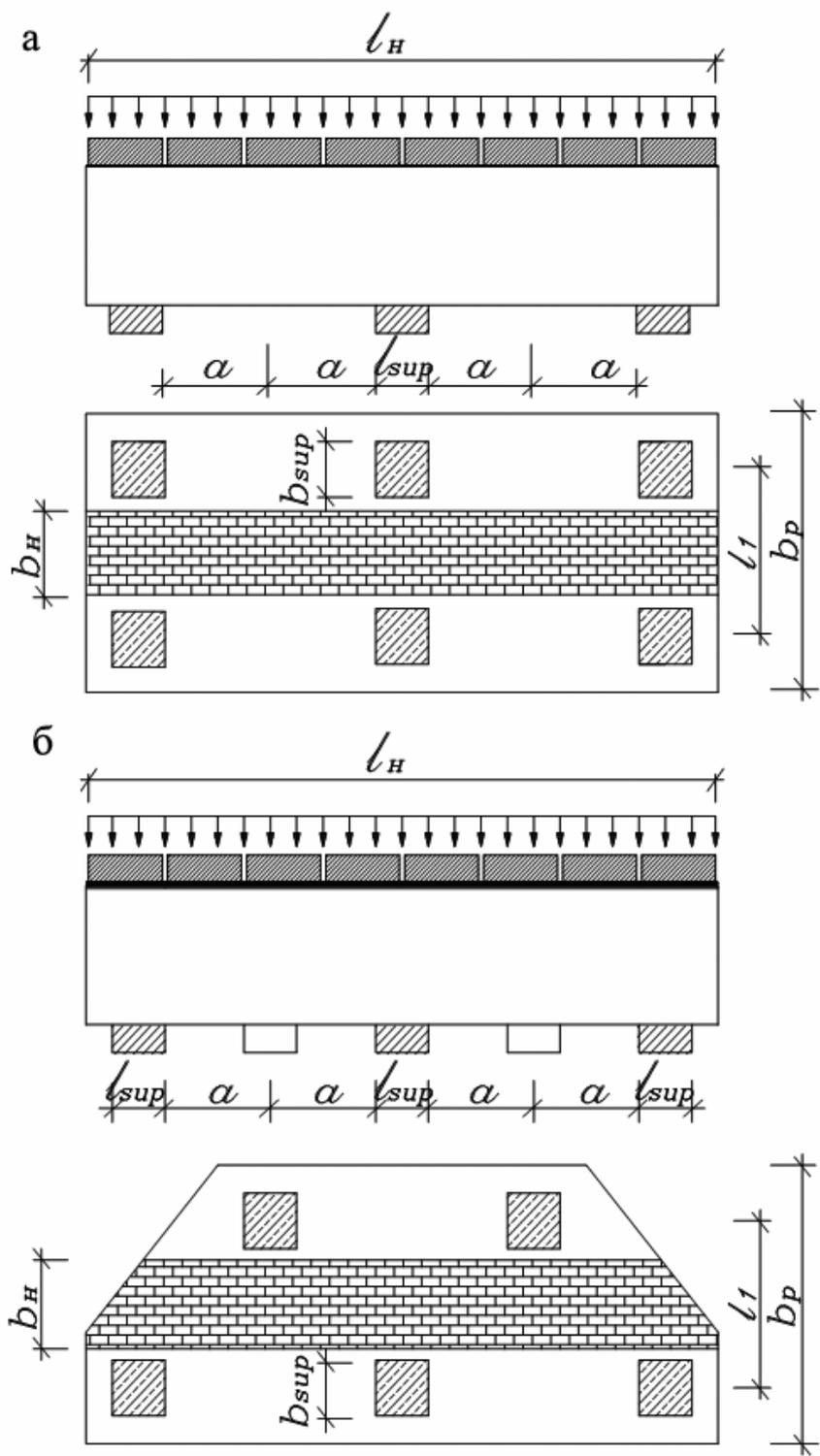


Рис.1.6. Схема нагружения образцов при испытании:
 а – ростверки с двухрядным расположением свай;
 б – ростверки с шахматным расположением свай

Силовая установка представляла собой две металлические рамы, состоящие из боковых стоек, закрепленных в ручьях силового пола и поперечных балок-траверс, жестко соединенных со стойками. Схема и общий вид установки показаны на рис.1.7.

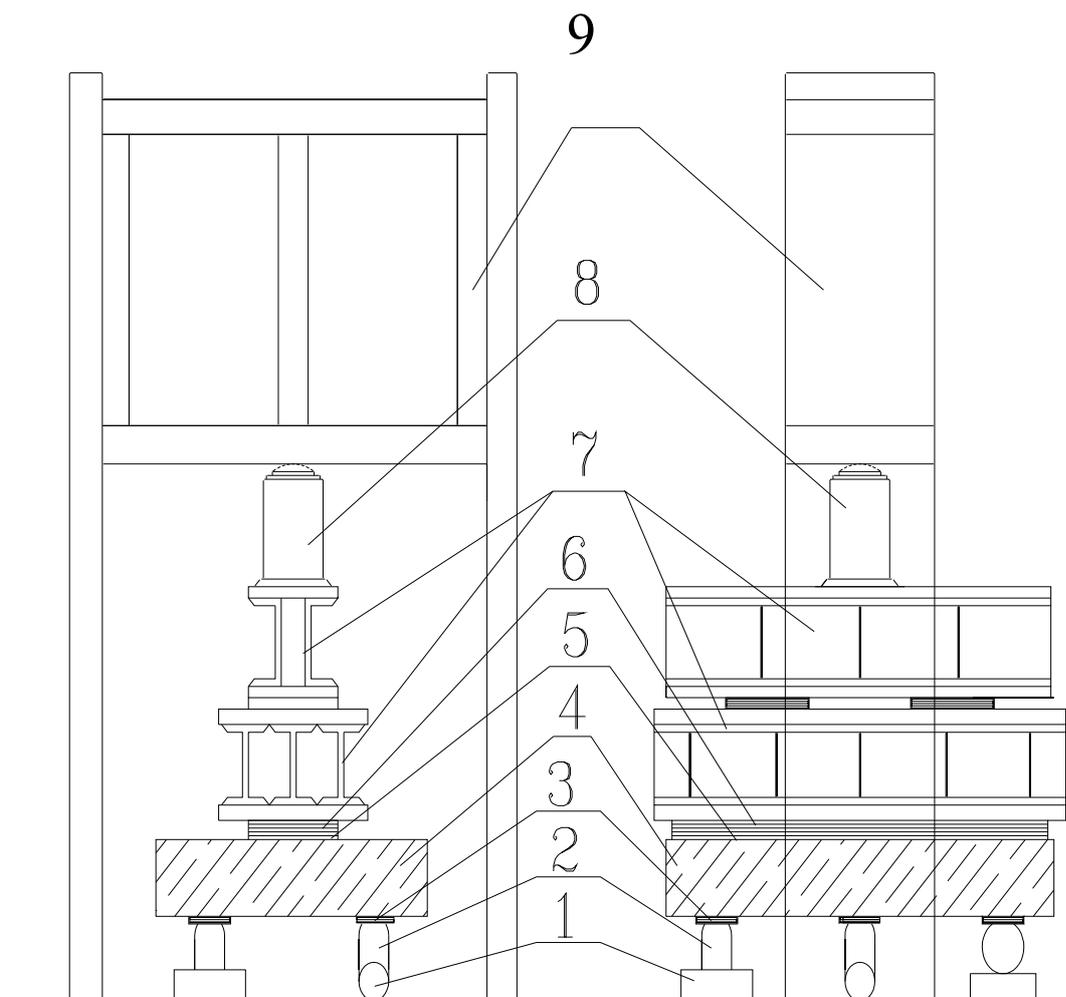


Рис.1.7. Схема силовой установки для испытания образцов-ростверков с двухрядным и шахматным расположением свай:
 1 – катки; 2 – шарнирно-неподвижная опора; 3 – жесткий штамп;
 4 – испытываемый образец; 5 – цементно-песчаный раствор;
 6 – распределительные пластины; 7 – распределительные траверсы;
 8 – гидродомкрат; 9 – металлическая рама

Испытания проводились в следующем порядке.

Выполнялись зачистка и побелка поверхности бетона образцов для визуального наблюдения за образованием и развитием трещин. Ширина раскрытия трещин в бетоне производилась оптическим прибором – трубкой Брюннеля.

Для измерения деформаций бетона на боковые и нижнюю грани образцов-ростверков наклеивались тензодатчики с базой 50 мм. Схема расположения датчиков показана на рис.2.5. Для измерения деформаций арматуры применялись тензодатчики с базой 20 мм. Показания тензодатчиков снимались с помощью прибора ЦТК-3.

Нагружение опытных образцов производилось поэтапно по 5–10 % от предполагаемой разрушающей нагрузки. Домкраты в комплексе с манометрами и все измерительные приборы предварительно тарировались в лаборатории Госстандартов.

1.2. Результаты экспериментальных исследований

1.2.1. Исследование сжатой зоны ростверков при двухрядном и шахматном расположении свай (образцы первой серии)

Образование и развитие трещин, форма разрушения ростверков

В первой серии образцов, на которых изучалось влияние на прочность схем расположения и шага свай в продольном направлении, трещины образовывались в такой последовательности.

В образцах РШ-1-3 и РД-1-3 с малым пролетом среза $a/h_0=0,5$ первыми образовались нормальные трещины в середине пролета ростверка в поперечном направлении – трещины Т-Р (рис.1.8). Нагрузка, соответствующая появлению этих трещин, составила 0,25–0,38 от разрушающей ($P_{разр}$). С дальнейшим увеличением нагрузки трещины типа Т-Р развивались с малой активностью, а при нагрузке 0,5–0,65 от $P_{разр}$ их рост прекратился.

После образования нормальных трещин, с дальнейшим увеличением нагрузки, появились наклонные трещины в поперечном направлении – Т-Н1(2) (рис.1.10). Величина нагрузки к моменту появления этих трещин составила 0,45–0,65 от $P_{разр}$. Общим для них является то, что они имели примерно одинаковый угол наклона, характеризуемый наклоном линии, соединяющей внутреннюю грань штампа или его середину с центром грузовой полосы. Трещины Т-Н1(2) активно развивались с ростом нагрузки и явились критическими для данных ростверков. Ширина их раскрытия к моменту разрушения составила 0,5–2 мм.

При нагрузке, близкой к разрушающей, 0,7–0,9 $P_{разр}$ образовывались прерывистые наклонные трещины Т-Н5 вдоль трещин Т-Н1. Появление данных трещин можно объяснить началом разрушения бетона в наклонных сжатых полосах.

В ростверке с двухрядным расположением свай РД-1-3 на продольных гранях отмечается появление нормальных трещин Т-ПР и наклонных трещин Т-Н3, которые имеют слабовыраженный характер. В образцах РШ-1-3 указанные трещины отсутствуют.

Форма разрушения. Образцы РШ-1-3 и РД-1-3 разрушались при развитии трещин Т-Н1(2) и Т-Н5, то есть происходило разрушение сжатого бетона со смещением краев наклонных трещин.

В образцах ростверков с величиной пролета среза $a/h_0=1.0$ (РШ 1-2 и РД-1-2), как и для ростверков с пролетом среза, равным 0,5, первыми появились трещины Т-Р в растянутой зоне на торцевых гранях (рис.1.12). Нагрузка, соответствующая появлению этих трещин, составила 0,25–0,3 от разрушающей. Дальнейшее развитие таких трещин имеет слабую интенсивность, и их рост прекращается при нагрузке, равной 0,45–0,6 от $P_{разр}$.

При нагрузке, составляющей 0,37–0,5 от разрушающей, образуются наклонные трещины Т-Н1(2) (рис.1.8, 1.21). Траектории таких трещин совпадают с аналогичными трещинами в образцах РШ-1-3 и РД-1-3. В дальнейшем рост и ширина раскрытия трещин Т-Н1(2) увеличивалась и к моменту разрушения составила 1–3 мм. При нагрузке 0,8–0,9 от $P_{\text{разр}}$ отмечается шелушение по краям трещин и обрастание их сериями прерывистых наклонных трещин типа Т-Н5.

На боковых гранях ростверка в продольном направлении одновременно с трещинами Т-Н1(2) образуются трещины типа Т-Н3(4) и Т-ПР с моментом появления нагрузки 0,55–0,6 от разрушающей силы (рис.1.9, 1.21). В процессе нагружения отмечался рост трещин Т-Н3(4), которые принимали веерообразную форму распределения над опорными площадками. Как и трещины Т-Н1, трещины Т-Н3 имели серию прерывистых трещин по своим берегам, то есть трещины Т-Н5.

Форма разрушения. Образцы ростверков РШ-1-2 и РД-1-2 разрушались при одновременном развитии наклонных трещин Т-Н1(2) и Т-Н3(4) и серии прерывистых трещин в бетоне Т-Н5. Ширина раскрытия наклонных трещин в момент разрушения составила 0,6–3 мм.

Для образцов-ростверков с величиной пролета среза $a/h_0=1,5$ (РШ 1-1 и РД-1-1), как и в предыдущих образцах, появление первых трещин отмечалось в растянутой зоне в поперечном сечении ростверка – трещины Т-Р (рис. 1.15, 1.16). Нагрузка начала образования указанных трещин составила 0,25–0,3 от $P_{\text{разр}}$. В процессе нагружения трещины Т-Р слабо развивались, и при нагрузке 0,4 от разрушающей их рост прекратился.

Вторыми в процессе нагружения появлялись нормальные трещины типа Т-ПР в продольных пролетах (рис.1.14, 1.15). Нагрузка к моменту образования данных трещин составляла 0,35–0,4 от $P_{\text{разр}}$, а при нагрузке 0,6–0,65 от разрушающей отмечается стабилизация или прекращение их развития.

Характерным для ростверков с пролетом среза $a/h_0=1,5$ является появление вертикальных трещин у верхней грани ростверка над опорой – трещины Т-ОП. Моменту образования этих трещин соответствует нагрузка 0,4–0,5 от $P_{\text{разр}}$. С увеличением уровня нагружения надопорные трещины практически не развиваются.

При нагрузке, равной примерно 0,4–0,6 от $P_{\text{разр}}$, образовывались наклонные трещины Т-Н1(2) и Т-Н3(4) на гранях ростверков. Угол наклона и характер развития этих трещин совпадают с аналогичными в предыдущих образцах. Как и в ростверках с пролетом среза $a/h_0=1,0$, в данных ростверках трещины Т-Н3(4) имеют веерообразный характер распределения. Наклонные трещины активно развивались по длине и ширине и явились критическими при разрушении. Вокруг этих трещин при нагрузке,

близкой к разрушающей, отмечается появление мелких прерывистых трещин типа Т-Н5, выделяя тем самым сжатые потоки.

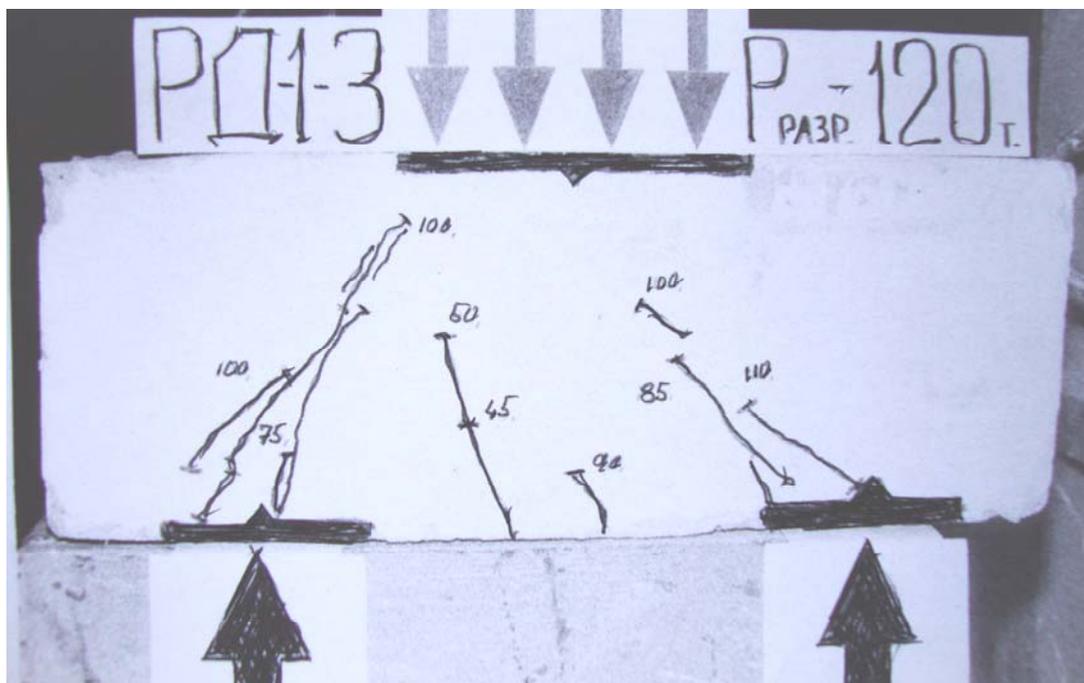
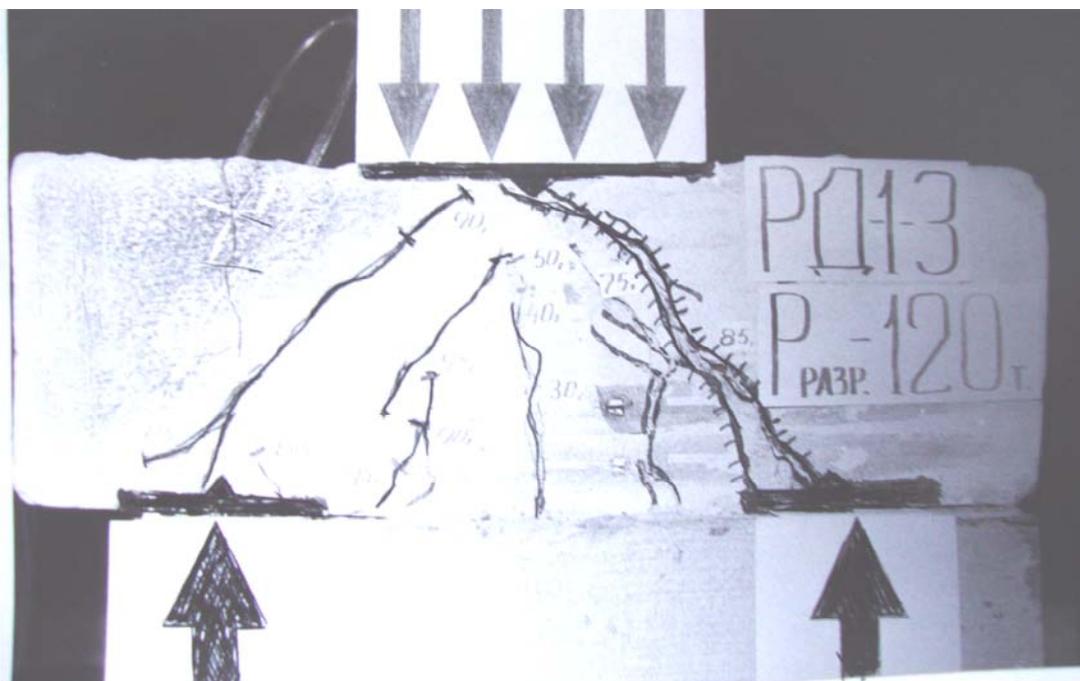


Рис. 1.8. Характер образования трещин и вид разрушения образца РД-1-3

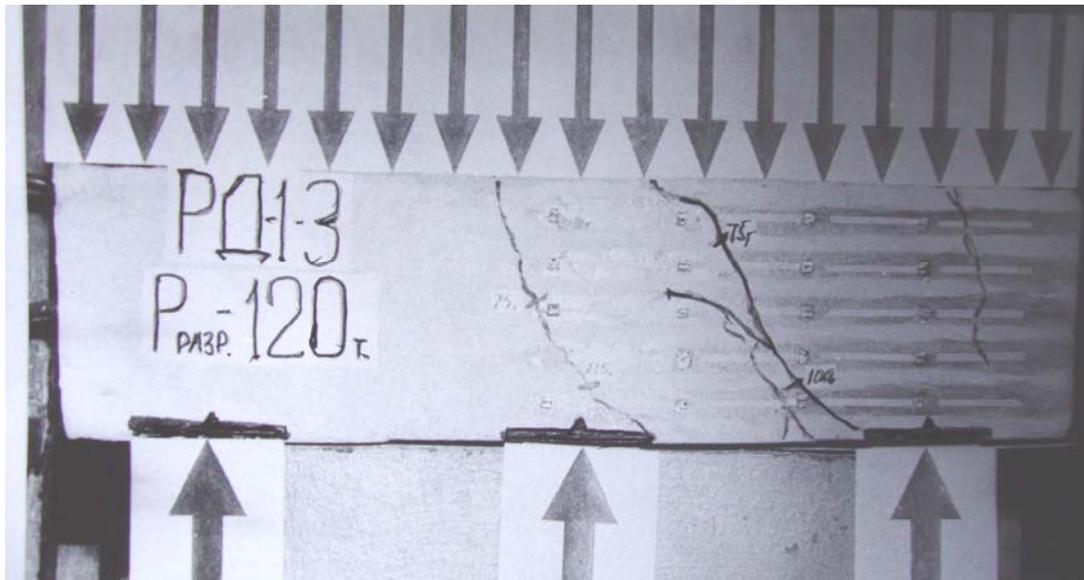
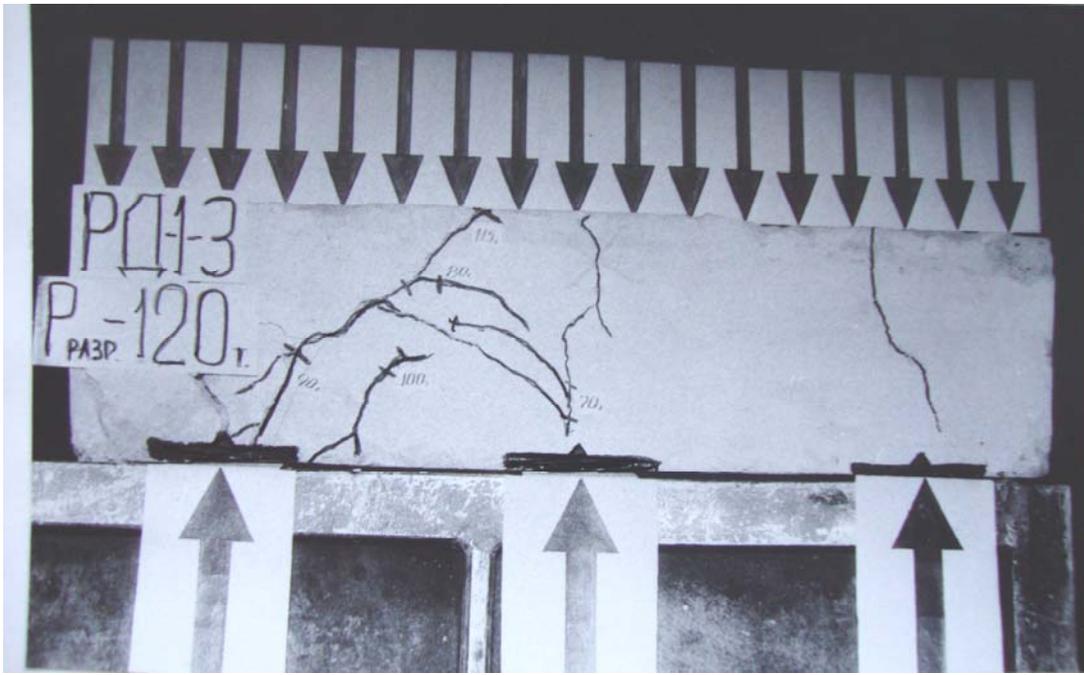


Рис. 1.9. Характер образования трещин и вид разрушения образца РД-1-3

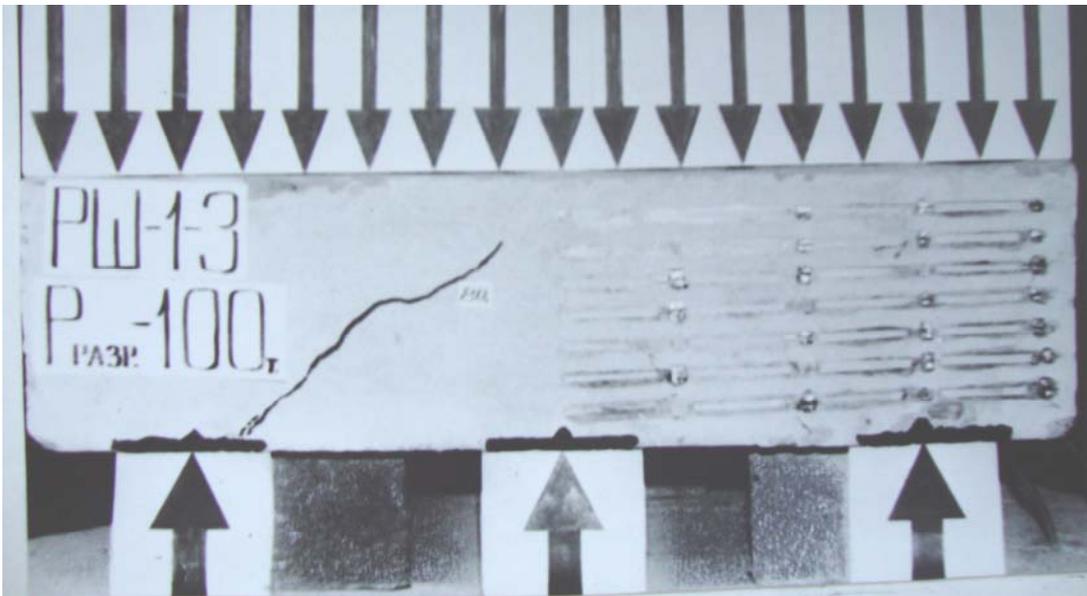
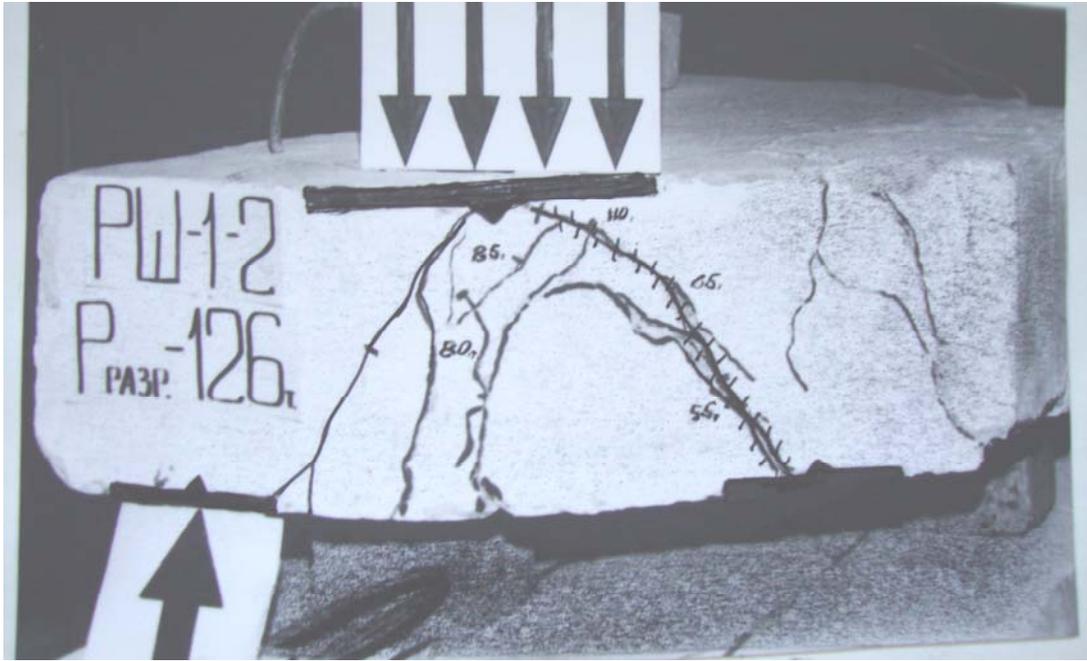


Рис. 1.10. Характер образования трещин и вид разрушения образца РШ-1-2, РШ-1-3

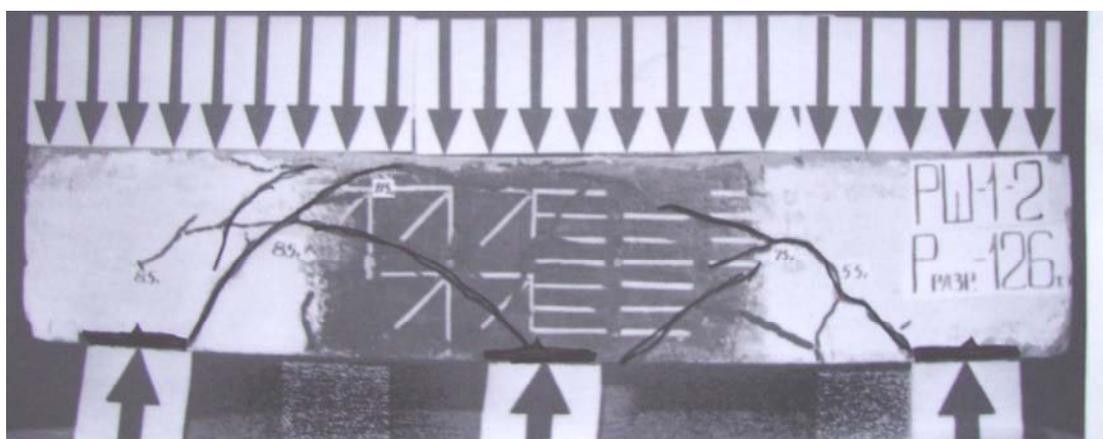


Рис. 1.11. Характер образования трещин и вид разрушения образца РШ-1-2

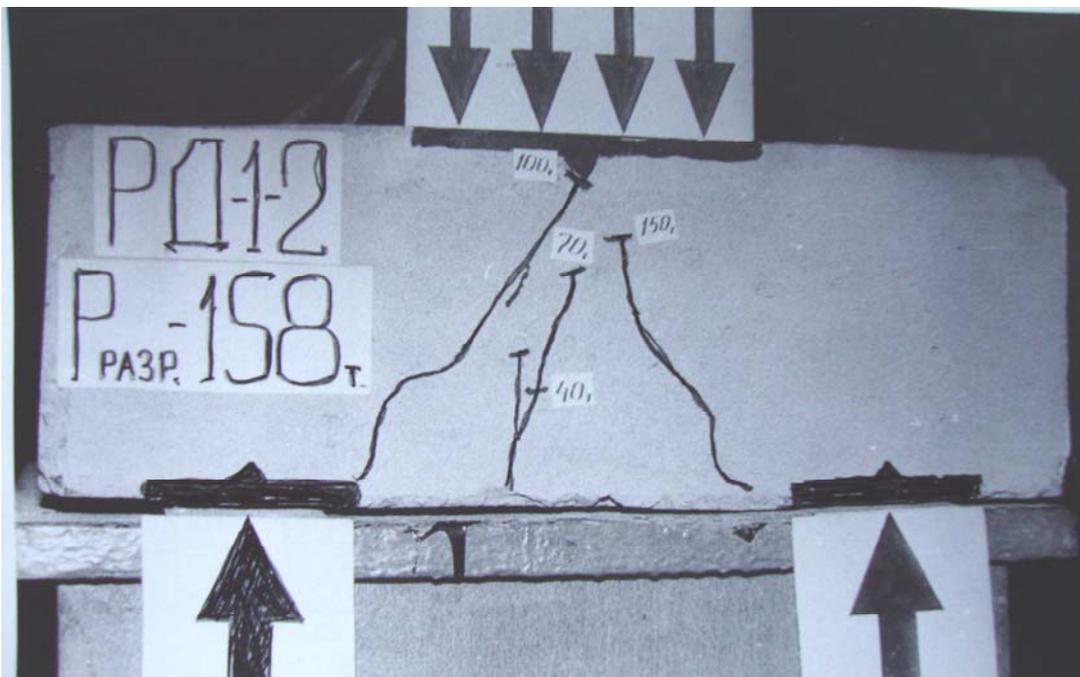
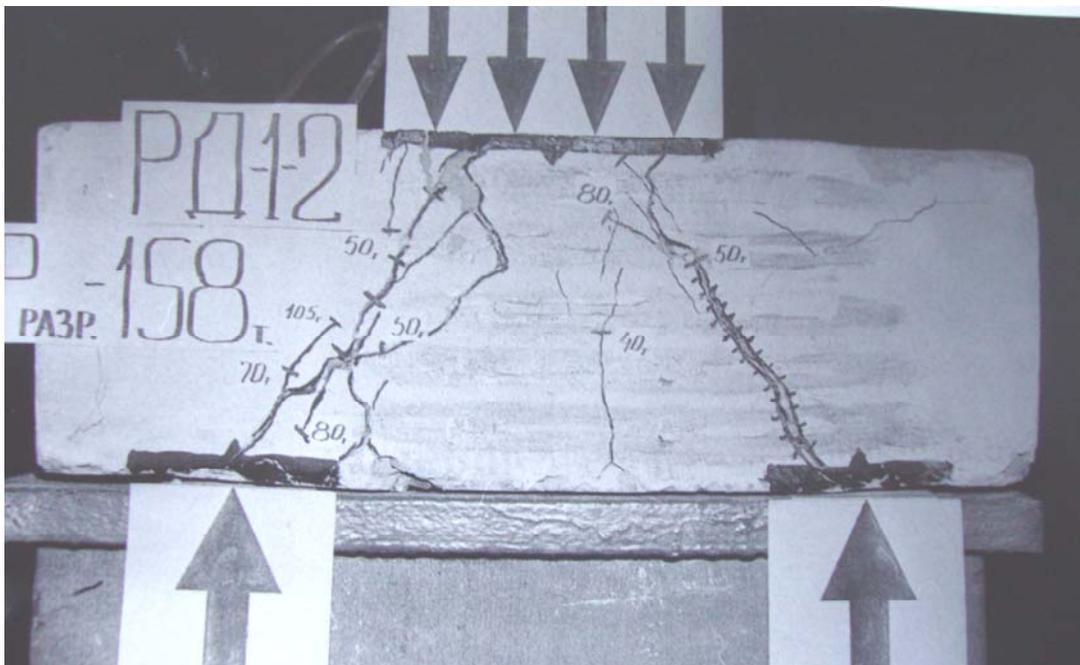


Рис. 1.12. Характер образования трещин и вид разрушения образца РД-1-2

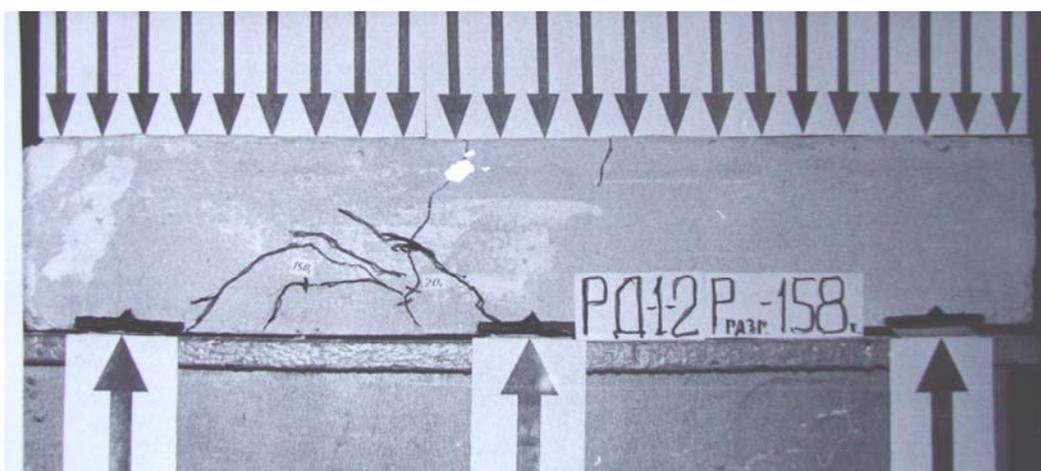
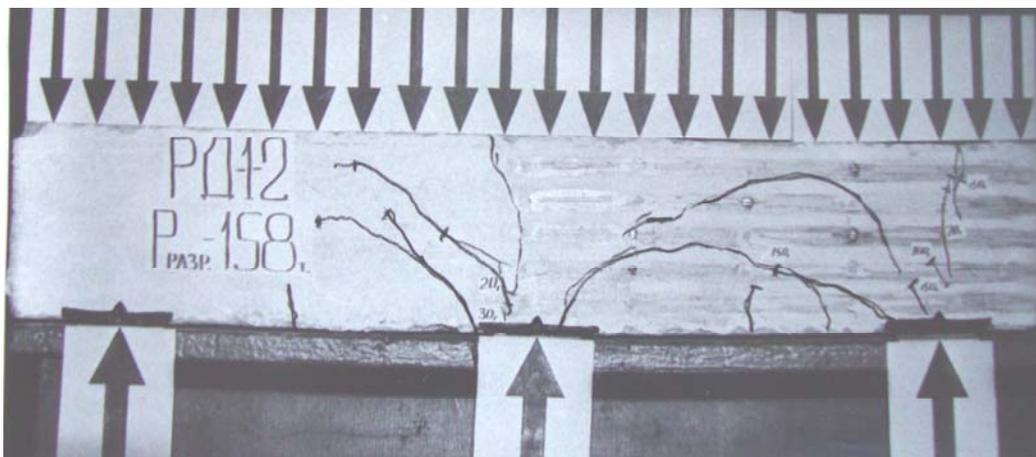


Рис. 1.13. Характер образования трещин и вид разрушения образца РД-1-2

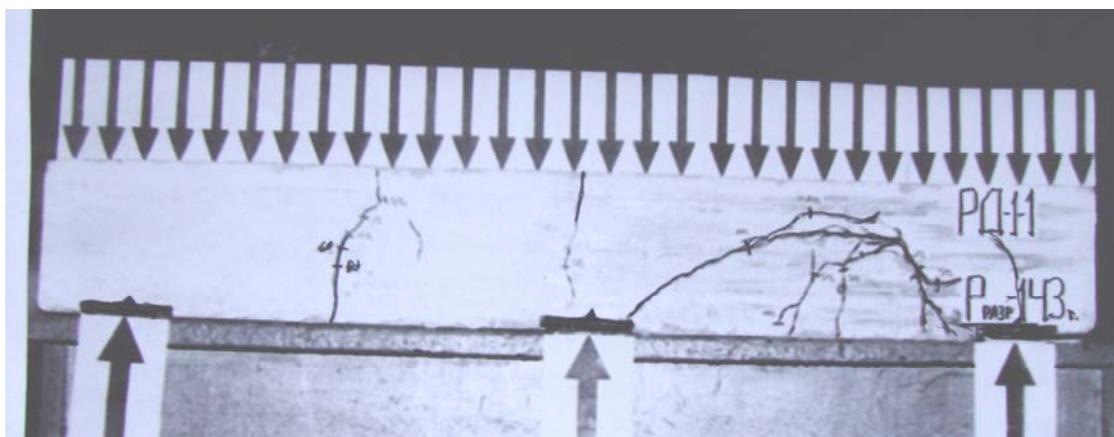
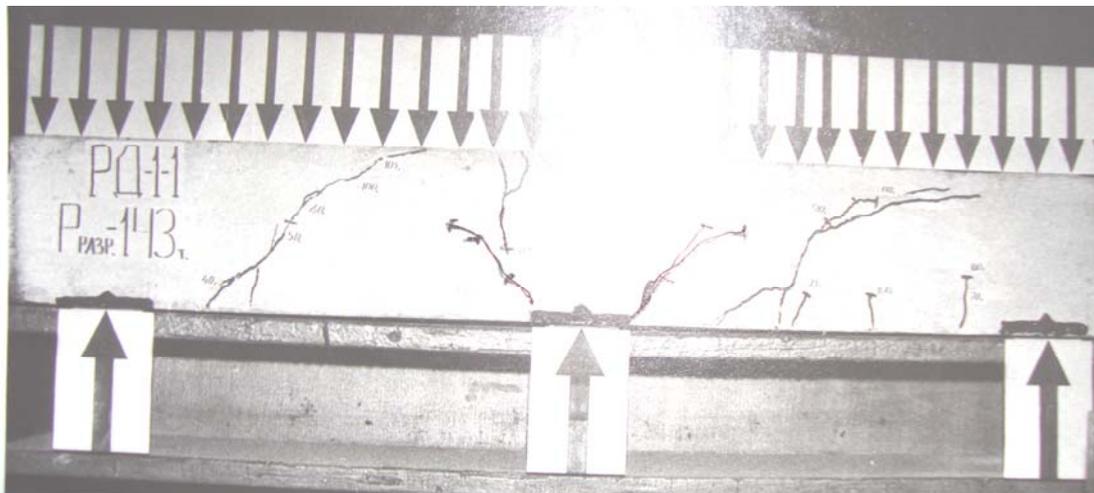


Рис. 1.14. Характер образования трещин и вид разрушения образца РД-1-1

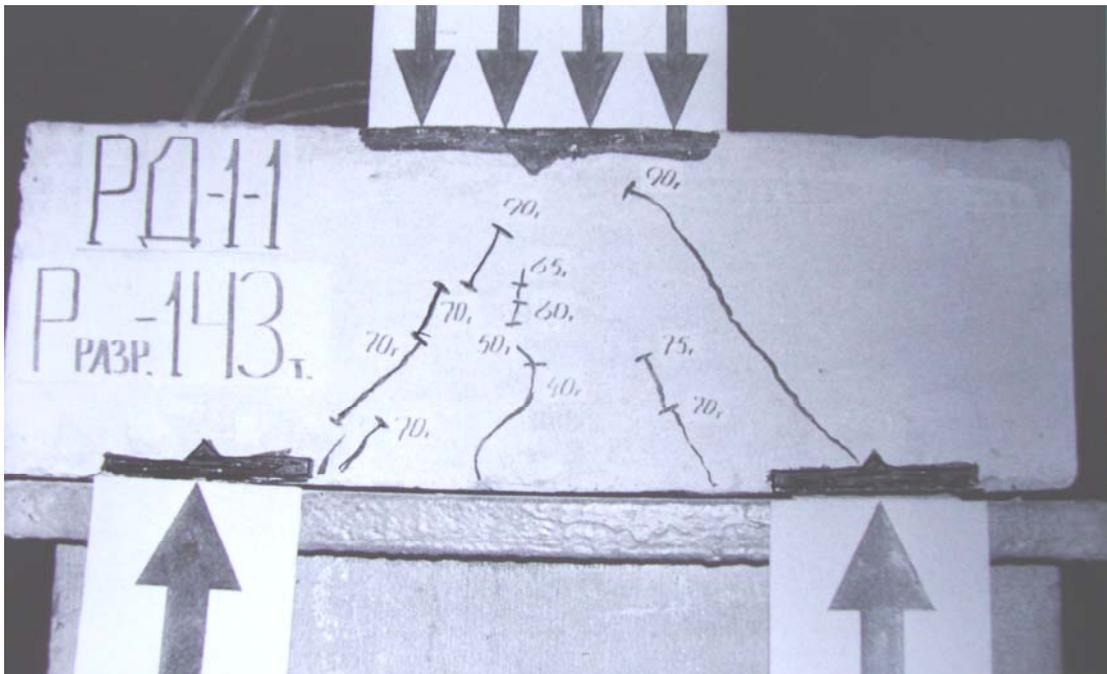


Рис. 1.15. Характер образования трещин и вид разрушения образца РД-1-1

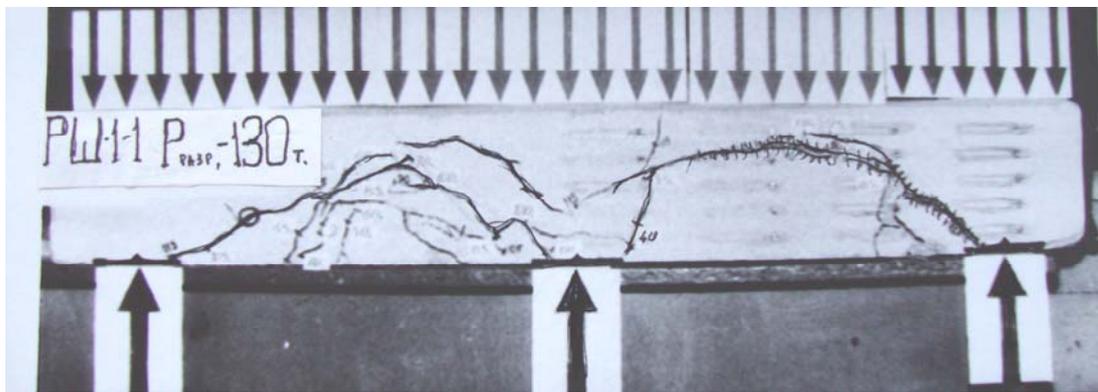


Рис. 1.16. Характер образования трещин и вид разрушения образца PШ-1-1

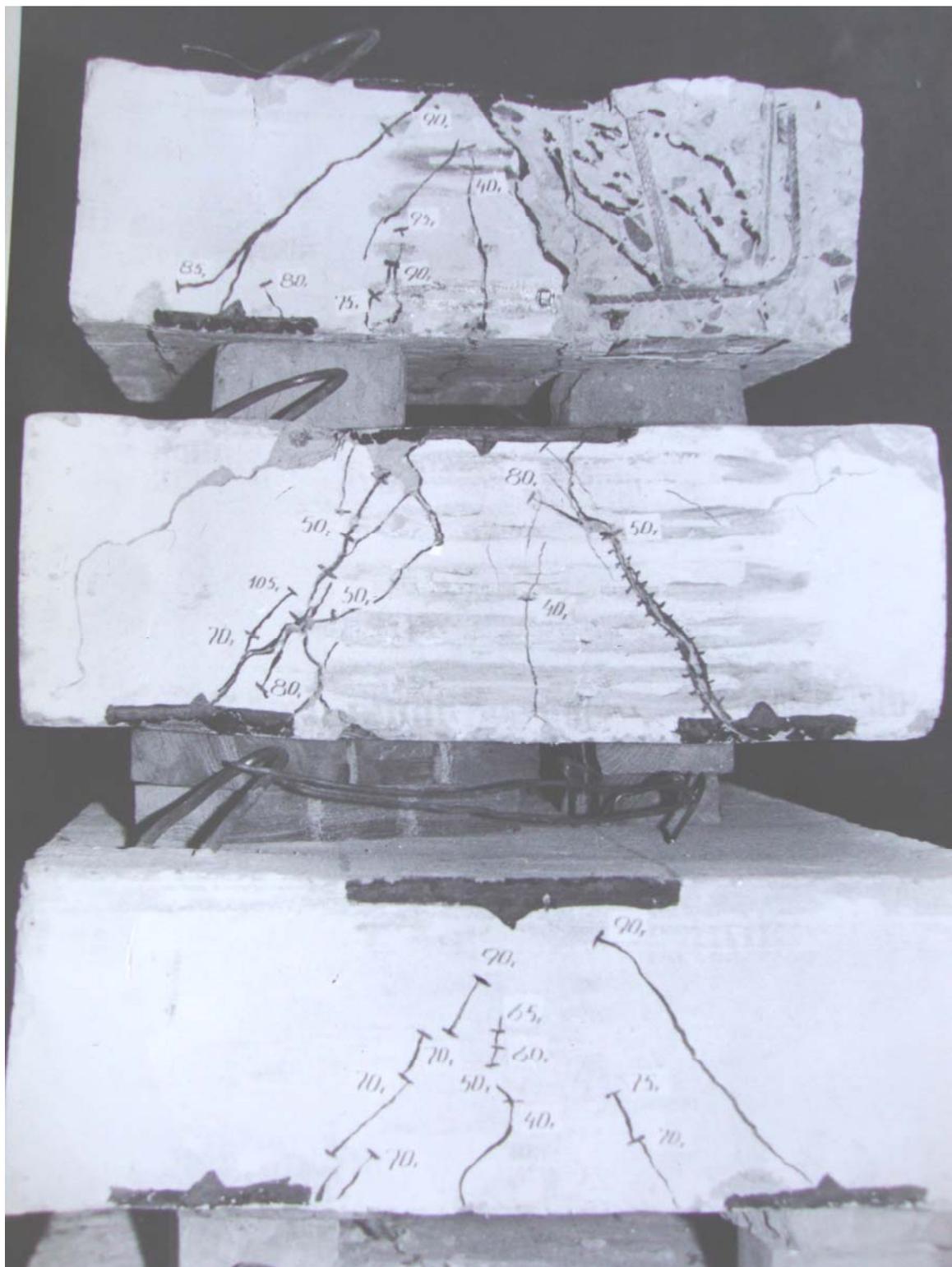


Рис. 1.17. Характер образования трещин и вид разрушения образцов-ростверков с двухрядным расположением свай



Рис. 1.18. Характер образования трещин и вид разрушения образцов-ростверков с шахматным расположением свай

Форма разрушения. Образцы РШ-1-1 и РД-1-1 разрушались при одновременном развитии наклонных трещин в поперечном Т-Н1(2) и в продольном направлении Т-Н3(4). Ширина раскрытия на момент разрушения составила 1–3,5 мм.

При изменении схемы расположения свай (двухрядное и шахматное) форма разрушения ростверков практически не меняется. Отличием является то, что на торцевой поверхности ростверков с шахматным расположением свай при $a/h_0=1,0...1,5$ наклонные трещины Т-Н1(2) и Т-Н5 наиболее активно развиваются со стороны ближайшей опоры-сваи. Для наглядного сравнения на рис.1.17 и 1.18 показаны характер образования трещин и вид разрушения образцов ростверков при изменении шага свай в продольном направлении.

Напряженно-деформированное состояние бетона

По показаниям тензодатчиков, расположенных на продольной и торцевой поверхностях ростверков, была получена следующая информация о характере напряженно-деформированного состояния бетона.

На торцевой грани ростверка наибольшие сжимающие деформации сконцентрированы в наклонном участке между грузовой полосой и опорами-сваями. При этом максимальные значения деформаций укорочения наблюдаются у внутренней грани опоры (рис.1.19). Деформации удлинения в поперечном сечении концентрируются у нижней грани ростверка в пределах пролета. Значения этих деформаций по всей длине примерно одинаковы (см. рис. 1.19). С приближением к верхней грани растягивающие деформации резко уменьшаются, и на расстоянии от нижней грани, равном $1/4 h_p$, практически исчезают. Указанный характер распределения деформаций по поперечному сечению характерен для ростверков с двухрядным и шахматным расположением свай при $a/h_0=0,5$. Особенностью ростверков с шахматным расположением свай является то, что при увеличении $a/h_0>1,0$ сжимающие деформации концентрируются под грузовой полосой и над одной из опор в поперечном сечении ростверка. У поперечной грани шахматных ростверков, не имеющей опоры, растягивающие и сжимающие деформации уменьшаются практически до нуля (см. рис.1.19).

На продольных боковых гранях ростверка наибольшие значения сжимающих деформаций сконцентрированы над опорным сечением на расстоянии, составляющем $1/3 h_p$ от нижней грани ростверка. При приближении к верхней грани деформации укорочения уменьшаются до нуля. Растягивающие деформации на продольных гранях, так же как и на поперечных, концентрируются в пределах пролета. С увеличением шага свай a/h_0 от 1,0 до 1,5, независимо от схемы их расположения, незначительное увеличение деформаций удлинения отмечается в середине пролета

ростверка. При малом шаге свай $a/h_0=0,5$ растягивающие деформации примерно одинаковы для каждого пролетного сечения.

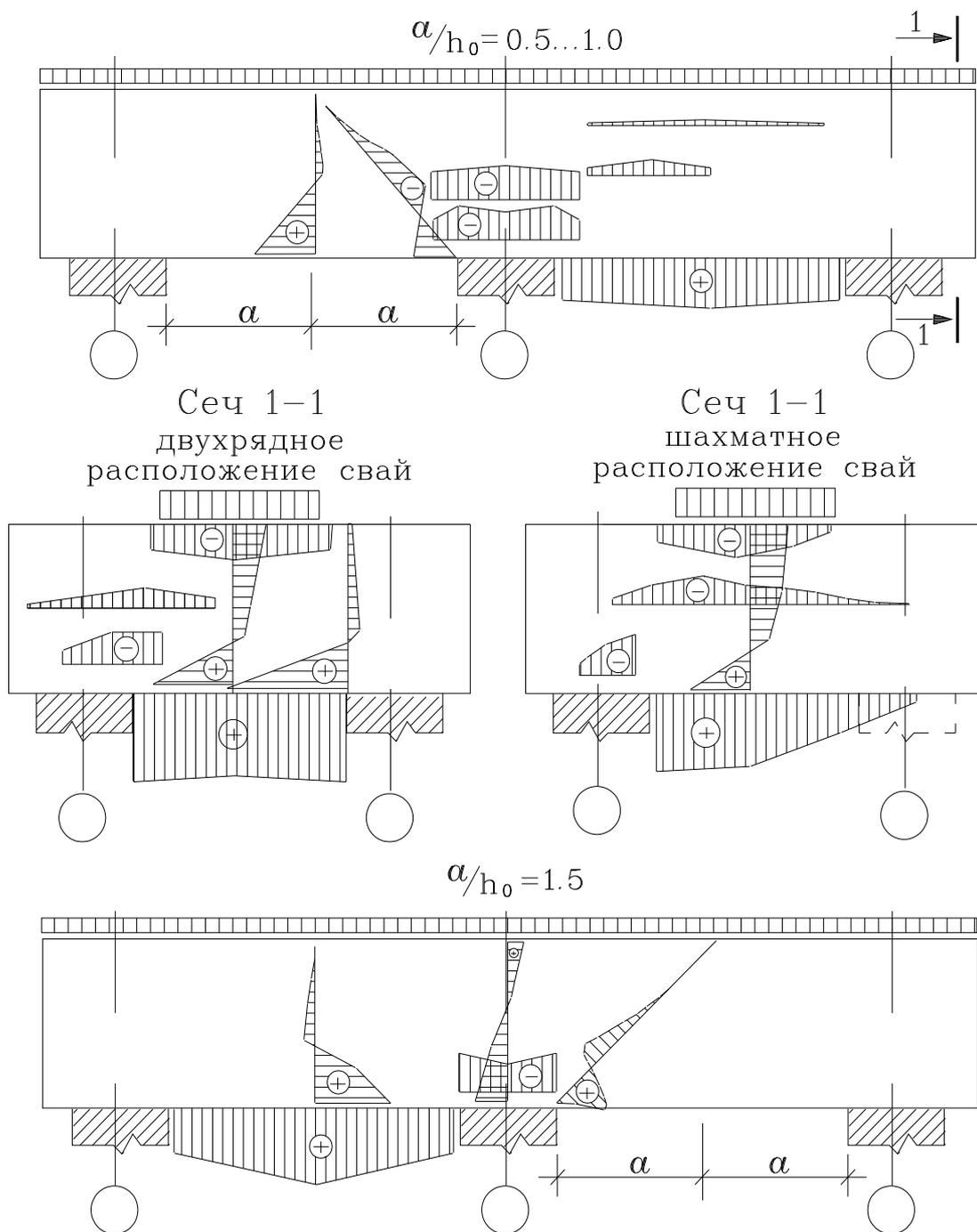


Рис.1.19. Эпюры распределения деформаций в бетоне по показаниям тензодатчиков:
+ – деформации удлинения; – – деформации укорочения

Особенностью работы ростверков при увеличении пролета среза до 1,5 является то, что над средней опорой у верхней грани появляются растягивающие напряжения, вызывающие образование вертикальной трещины типа Т-ОП (рис.1.21). Указанные деформации наблюдаются в верхней

половине высоты ростверка при нагрузке, равной $0,5-0,6$ от $P_{\text{разр}}$. С дальнейшим увеличением нагрузки отмечаются уменьшение растягивающих деформаций и закрытие трещин Т-ОП.

Анализ полей деформаций и характер развития наклонных трещин на продольной грани ростверка, а также форма разрушения позволяют считать, что углы наклона траекторий сжимающих деформаций меняются в среднем в промежутке от 90° до 48° по длине опорной площадки с увеличением пролета среза a/h_0 от $0,5$ до $1,5$. Таким образом, по углу наклона траекторий главных сжимающих напряжений можно выделить три характерных потока над опорой-свайей. Первый – средний поток с углом наклона $70^\circ-90^\circ$ формируется под действием внешней силы, расположенной над опорным участком. Два крайних потока с углом наклона $47^\circ-70^\circ$ формируются между крайней частью опоры и частью грузовой полосы, расположенной над пролетом ростверка. Указанные три потока траекторий сжимающих напряжений имеют пространственный характер распределения и место концентрации над опорным сечением.

В целом напряженно-деформированное состояние ростверка определяется четырьмя характерными зонами (рис. 1.20).

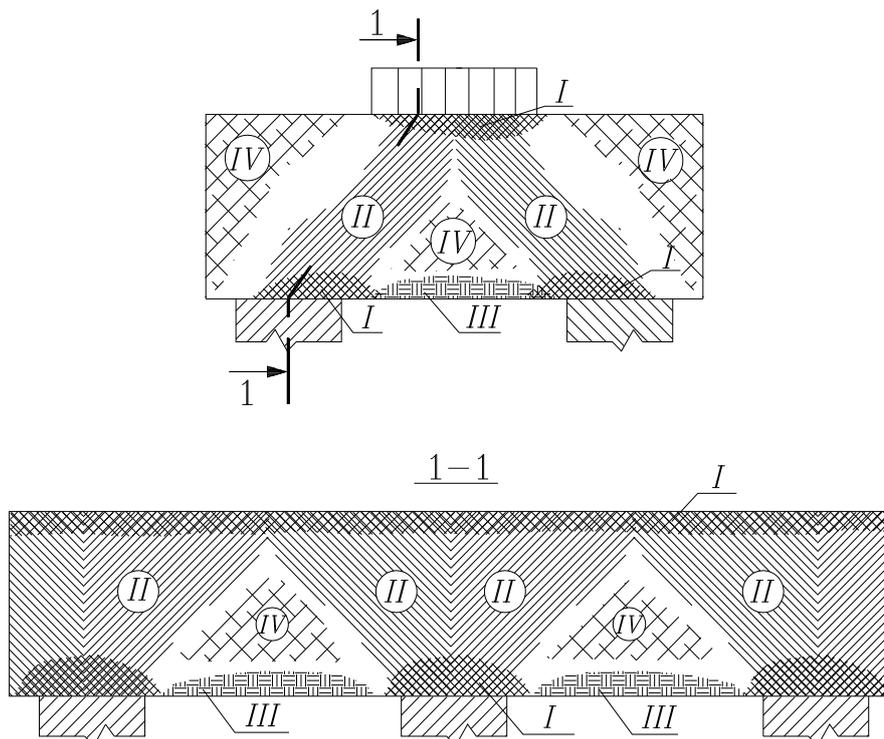


Рис. 1.20. Схема напряженно-деформированного состояния ростверков

Первая зона – зона концентрации местных напряжений, расположенных под грузовой полосой и над опорным сечением сваи. Вторая зона представляет собой наклонные полосы, соединяющие две первые зоны, и

характеризуется значительными сжимающими и незначительными растягивающими напряжениями. Третья зона представляет собой горизонтальный участок в нижней части ростверка между опорами, а также над опорными зонами при $a/h_0=1,5$. В пределах третьей зоны концентрируются растягивающие напряжения. Четвертая зона является зоной малых значений напряжений и располагается с внешней и внутренней стороны сжатой наклонной полосы.

Оценка напряженного состояния.

Классификация трещин, построение схем разрушения

На основе анализа результатов экспериментальных исследований произведена классификация трещин в ростверках с двухрядным и шахматным расположением свай (ростверки первой серии).

Характерными являются две группы трещин. Первая группа включает три вида нормальных трещин. Это трещины Т-Р, Т-ПР и Т-ОП. Схема их расположения показана на рис.1.21. Вторая группа объединяет виды наклонных трещин, количество которых увеличивается с ростом продольного шага свай. Схема их расположения показана на рис.1.21, это трещины Т-Н1, Т-Н2, Т-Н3, Т-Н4 и Т-Н5.

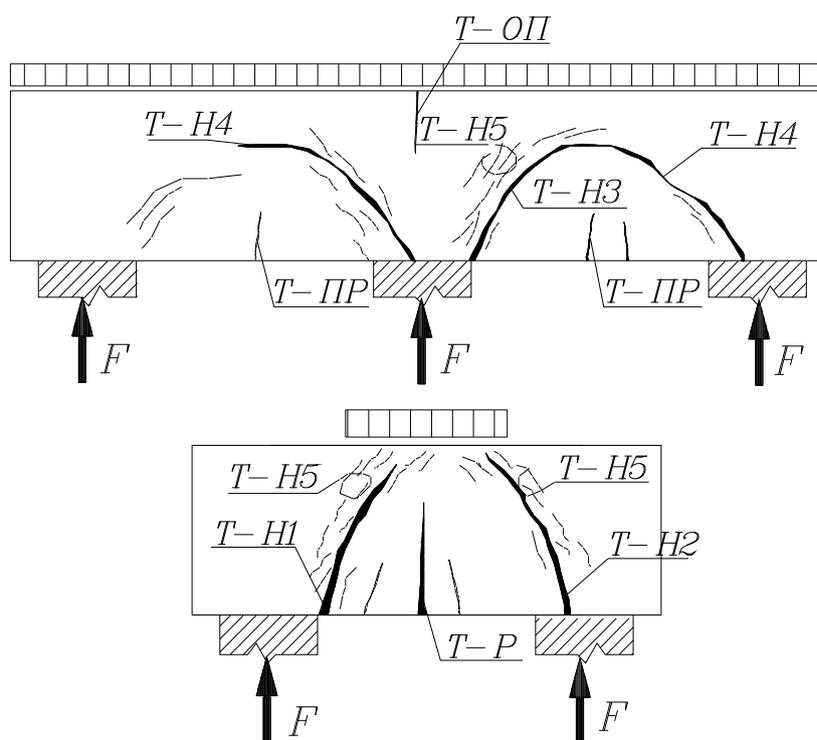


Рис.1.21. Схема развития трещин в ростверках с двухрядным и шахматным расположением свай

Трещины первой группы – вертикальные трещины, образуются в растянутой зоне на продольных и торцевых гранях ростверка. Эти трещины являются разрушающими для ростверков с малым процентом армирования.

Трещины второй группы. Первый вид – наклонные, граничные трещины Т-Н1 и Т-Н2, которые выделяют сжатые потоки с внутренней стороны, то есть являются граничными между сжатой и растянутой зоной.

Второй вид – наклонные, граничные трещины Т-Н2 и Т-Н4, выделяющие условно принятые потоки траекторий главных сжимающих напряжений над опорой. По сути, эта наклонная трещина является разрушающей внутри сжатой зоны.

Третий вид трещин – это серия наклонных трещин типа Т-Н5, которые являются предвестником разрушения и располагаются внутри сжатой бетонной полосы.

Для ростверков с малым продольным шагом свай $a/h_0=0,5$ основными являются наклонные трещины, которые образуются на торцевой поверхности, это трещины Т-Н1, Т-Н3 и Т-Н5 (см. рис.1.8–1.10). С увеличением пролета среза до 1,0...1,5 образуются наклонные трещины на продольных гранях ростверка – трещины Т-Н2, Т-Н4, Т-Н5 (см. рис.1.17, 1.18).

Трещины, составляющие вторую группу, являются определяющими при разрушении ростверка по сжатой наклонной зоне.

Оценка напряженно-деформированного состояния ростверка. Анализируя результаты проведенных исследований, выявлена особенность работы ростверков, которая заключается в неравномерном распределении сжимающих напряжений по сечению сжатой полосы. Максимальные значения сжимающих напряжений меняют свое положение в зависимости от изменения пролета среза в продольном направлении. Существует отличие в схемах разрушения по условной сжатой полосе бетона для ростверков с двухрядным и шахматным расположением свай при $a/h_0 < 1,0$ и при $a/h_0 > 1,0$. При малых пролетах среза ($a/h_0 < 1,0$) максимальные значения эпюры сжимающих напряжений располагаются по указанным выше сечениям в поперечном направлении. С ростом пролета среза в продольном направлении ($a/h_0 > 1,0$) максимальные значения напряжений перемещаются по сечению сжатой полосы и становятся максимальными в продольном направлении.

Выявлена закономерность влияния изучаемых факторов. С изменением схемы расположения свай от двухрядной к шахматной при $a/h_0=0,5$ разрушающее усилие на одну сваю-опору возрастает на 15 %. При пролете среза, равном 1,0–1,5, разрушающее усилие становится постоянным независимо от схемы расположения свай (рис.1.22).

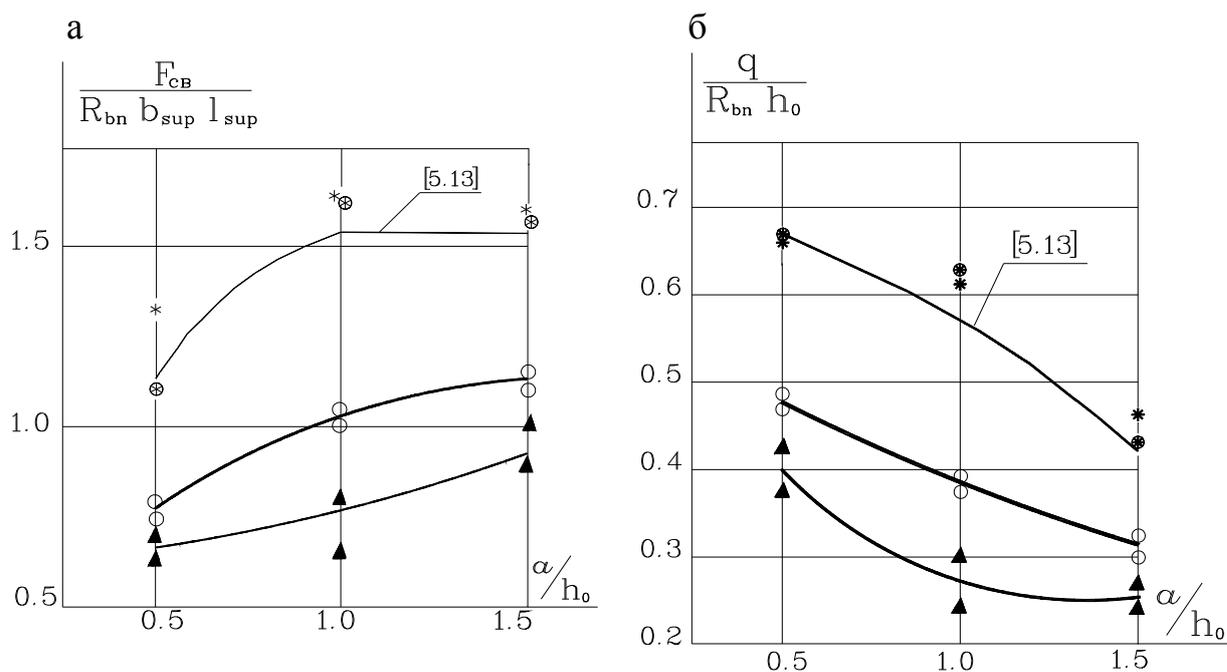


Рис. 1.22. Несущая способность ростверков первой серии с двухрядным и шахматным расположением свай:

а – по отношению к нагрузке на опору;

б – по отношению к распределенной нагрузке;

* – разрушающая нагрузка; О – нагрузка начала появления наклонных трещин;
 Δ – нагрузка при ширине наклонных трещин $a_{crc}=0,3$ мм

Установлена закономерность изменения разрушающих усилий при изменении шага свай в продольном направлении для каждой схемы расположения свай. Оказалось, что в ростверках с двухрядным расположением свай с увеличением шага в продольном направлении от 0,5 до 1,0 разрушающее усилие возрастает: для ростверков с шахматным расположением свай в 1,25 раза, для ростверков с двухрядным расположением свай в 1,5 раза. С дальнейшим ростом шага свай от 1,0 до 1,5 наблюдается незначительное снижение разрушающей силы примерно в 1,1 раза для той и другой схем расположения свай. Объяснить такую ситуацию можно путем изменения напряженно-деформированного состояния при постоянном пролете среза в поперечном направлении, то есть когда пролет среза в продольном направлении меньше пролета среза в поперечном направлении – имеем эффект возрастания разрушающей силы, при равных пролетах среза он исчезает. В тех случаях, когда пролет среза вдоль ростверка превышает пролет среза в поперечном направлении, наступает обратный эффект, то есть снижение разрушающей силы.

Таким образом, разрушение ростверков первой серии при $a/h_0=1,0...1,5$ можно квалифицировать как разрушение бетонного участка от действия главных сжимающих напряжений, ограниченного пространственными трещинами Т-Н1 и Т-Н3 при активном развитии указанных наклонных трещин. При нагрузке, близкой к разрушающей, для наклонных трещин

(Т-Н1, Т-Н3) характерно смещение берегов трещин, что свидетельствует о наличии поперечных деформаций в результате действия больших сжимающих напряжений над трещиной.

Для образцов-ростверков (РШ-1-3 и РД-1-3) с малой величиной a/h_0 , равной 0,5, критическими оказались только наклонные трещины типа Т-Н1, выделяющие сжатые наклонные участки бетона, заключенные между грузовой полосой и продольным рядом свай, в пределах которых концентрируются максимальные значения главных сжимающих напряжений.

На момент разрушения ширина раскрытия наклонных трещин составляла 0,6...3 мм. Результаты испытаний ростверков первой серии приведены в табл. 1.3.

Т а б л и ц а 1 . 3

Усилия образования трещин и несущая способность ростверков с двухрядным и шахматным расположением свай (ростверки первой серии)

№ п/п	Марка образца	$F_{св}$ кН	$F_{Т-р}$ кН	$F_{Т-пр}$ кН	$F_{Т-ор}$ кН	$F_{Т-н1}$ кН	$F_{Т-н2}$ кН	$F_{Т-н3}$ кН	$F_{Т-н}$ $a_{срс}=0,3$ мм	Вид разрушения
1	РШ-1-1	325,0	97,5	113,7	107,3	162,5	180,0	283	228,0	по сжато-растянутой зоне
2	РШ-1-2	316,6	95,0	180,5	89,0	158,3	190,0	268,0	192,0	
3	РШ-1-3	250,0	87,5	237,5	—	150,0	—	215,0	150,0	
4	РД-1-1	300,0	93,8	115,6	103,2	156,3	175,1	275,1	210,0	
5	РД-1-2	312,6	93,6	178,2	78,2	115,6	171,9	269,0	203,2	
6	РД-1-3	211,7	70	168,0	137,6	116,4	169,0	190,0	148,2	

Усилия образования трещин, несущая способность образцов ростверков первой серии

Нагрузку, соответствующую моменту образования наклонных трещин Т-Н_n, назовем $F_{Т-Нn}$, нагрузку при ширине раскрытия наклонных трещин, $a_{срс} = 0,3-0,5$ – $F_{a=0,3}$, разрушающую силу – F_{test} , где F – нагрузка, приходящаяся на одну опору. При испытании образцов ростверков с увеличением расстояния между сваями в продольном направлении размеры грузовых и опорных площадок не менялись.

В связи с тем, что существуют отклонения прочности бетона и, в меньшей степени, действительных размеров сечения, удобнее рассматривать относительные значения усилий, полученные путем деления $F_{Т-Нn}$, $F_{a=0,3}$, F_{test} на $R_{bn} b_{sup} l_{sup}$, где b_{sup} , l_{sup} – размеры сечения опорных площадок. Относительный уровень разрушающих усилий, усилий образования трещин и усилий предельного раскрытия трещин в зависимости от шага свай показан на рис.1.22.

Анализируя указанные графики несущей способности по отношению к нагрузке на сваю-опору, можно отметить, что усилия начала образования

наклонных трещин и трещин с шириной раскрытия $a_{\text{срс}}=0,3$ мм увеличиваются с ростом пролета среза a/h_0 от 0,5 до 1,5. При этом для ростверков с шахматным расположением свай момент появления наклонных трещин с критической шириной раскрытия увеличивается примерно в 1,1 раза по сравнению с ростверками при двухрядном расположении свай.

1.2.2. Исследование растянутой зоны ростверков при двухрядном и шахматном расположении свай (образцы второй серии)

Образование и развитие трещин, схема разрушения ростверков

Во второй серии образцов, на которых изучалось влияние на прочность изменения вида и процента армирования, характер образования и развития трещин одинаков. Трещины образуются в такой последовательности.

Сначала появлялись вертикальные трещины в растянутой зоне в середине пролета в поперечном направлении – трещины Т-Р. Нагрузка, соответствующая появлению этих трещин, составляла 0,35...0,55 от разрушающей ($P_{\text{разр}}$) (рис.1.23–1.28).

С дальнейшим увеличением уровня нагружения вертикальные трещины типа Т-Р активно развивались по длине и ширине. К моменту разрушения ширина раскрытия данных трещин составила 0,6–2 мм.

При нагрузке, равной 0,4...0,5 от $P_{\text{разр}}$, появляются нормальные трещины Т-ОП над средней опорой, на продольных гранях ростверка. Трещины типа Т-ОП практически не развивались, а с увеличением нагрузки отмечается их частичное закрытие.

Вертикальные трещины в пролете ростверка на продольных гранях – Т-ПР образуются только в образцах РД-2-4 и РД-2-3, в которых арматура, расположенная в данном направлении, отсутствует или установлена с малым процентом армирования ($\mu_s=0,05$). Нагрузка, соответствующая появлению этих трещин, составляла 0,4–0,5 от $P_{\text{разр}}$. С дальнейшим увеличением нагрузки указанные трещины продолжали развиваться и явились критическими для данных образцов. В других образцах ростверков второй серии трещины типа Т-ПР либо вообще отсутствовали, либо носили «волосной» характер.

В ростверках РД-2-3 и РД-2-4 с процентом армирования поперечной арматурой $\mu_s=0,26...0,29$ % при нагрузке 0,78–0,9 от $P_{\text{разр}}$ появлялись наклонные трещины на гранях ростверка типа Т-Н1 и Т-Н3 (рис.1.27). Указанные наклонные трещины с ростом нагрузки развивались с малой интенсивностью.

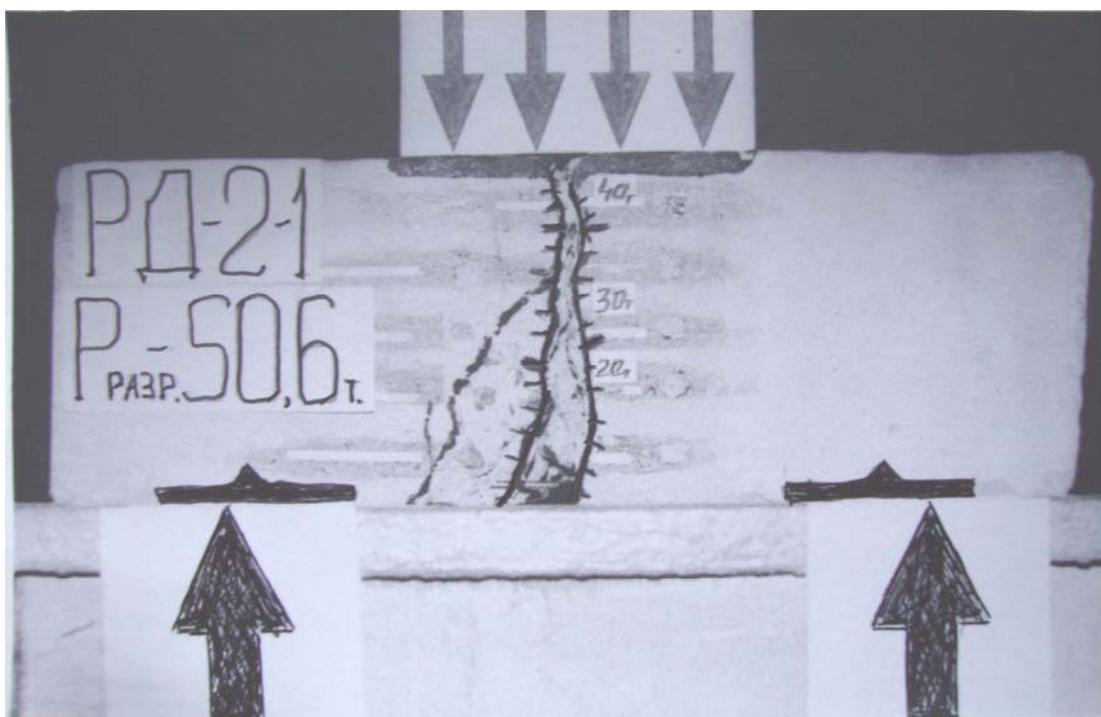
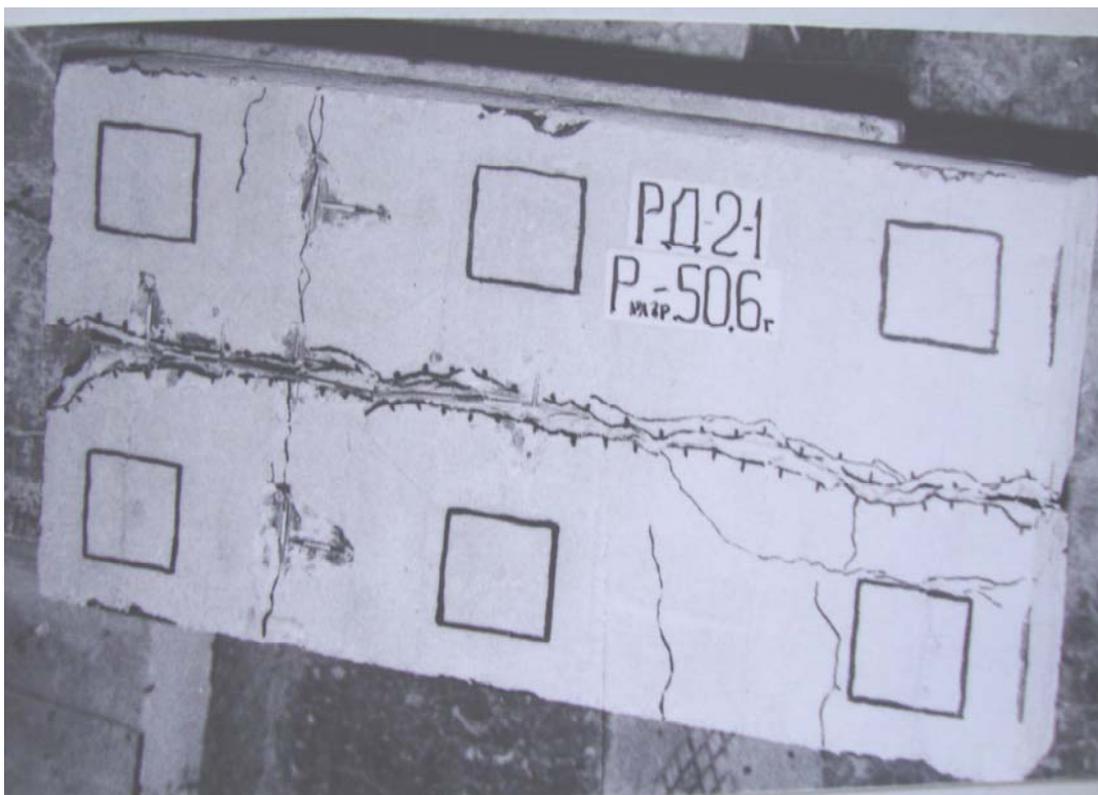


Рис. 1.23. Характер образования трещин и вид разрушения образца РД-2-1

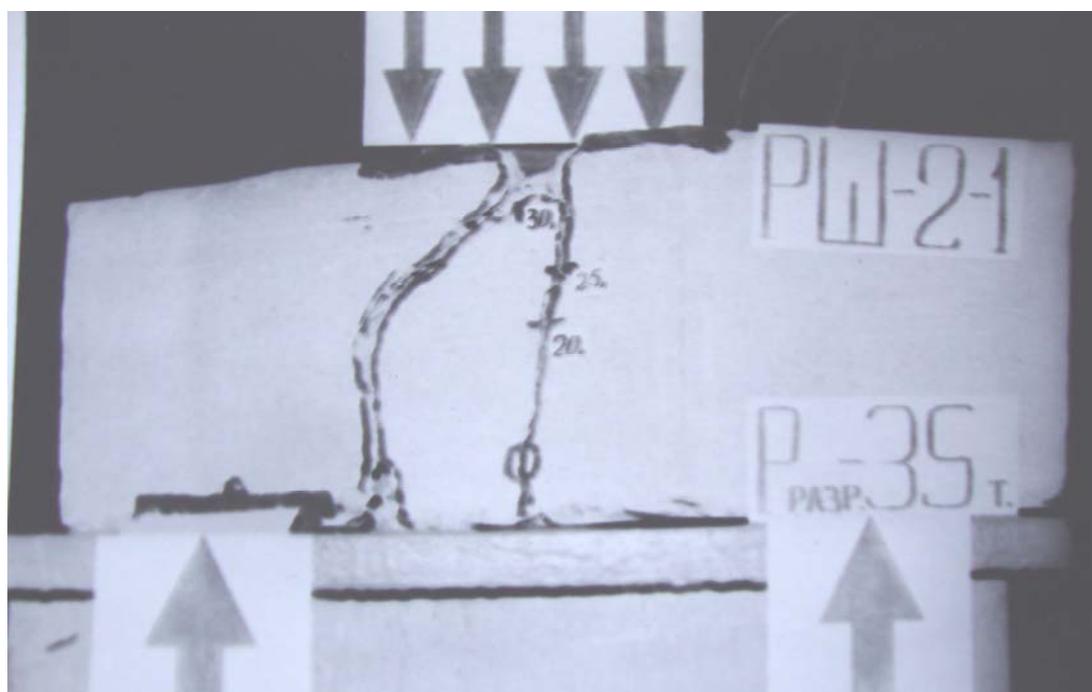
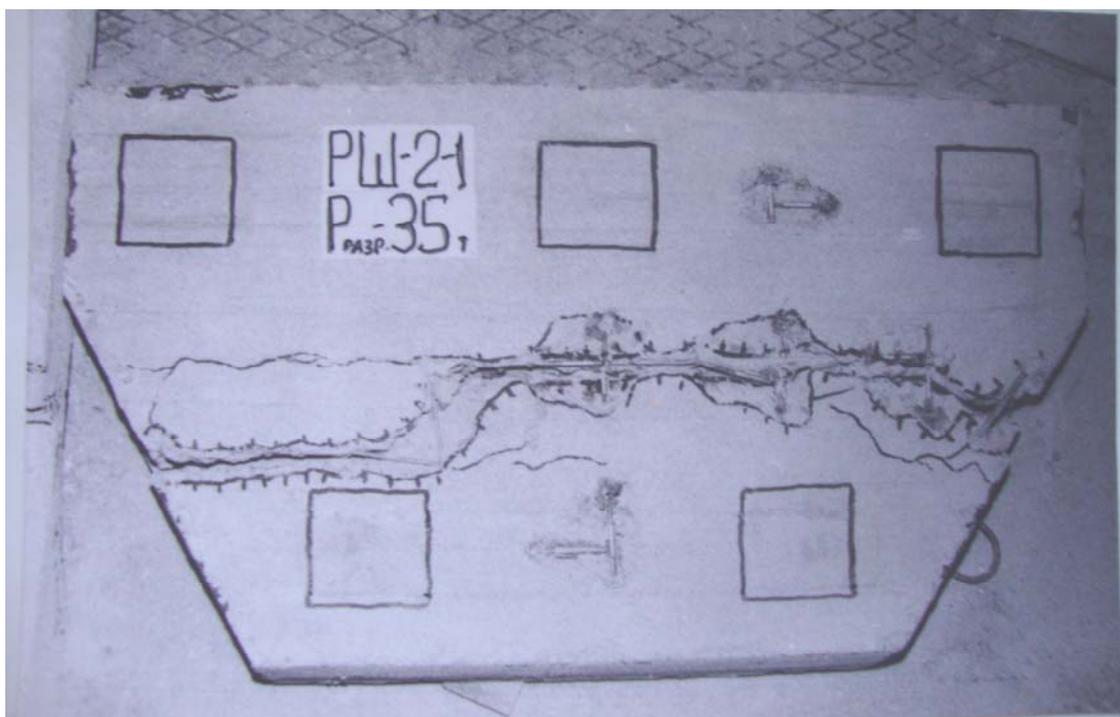


Рис. 1.24. Характер образования трещин и вид разрушения образца РШ-2-1

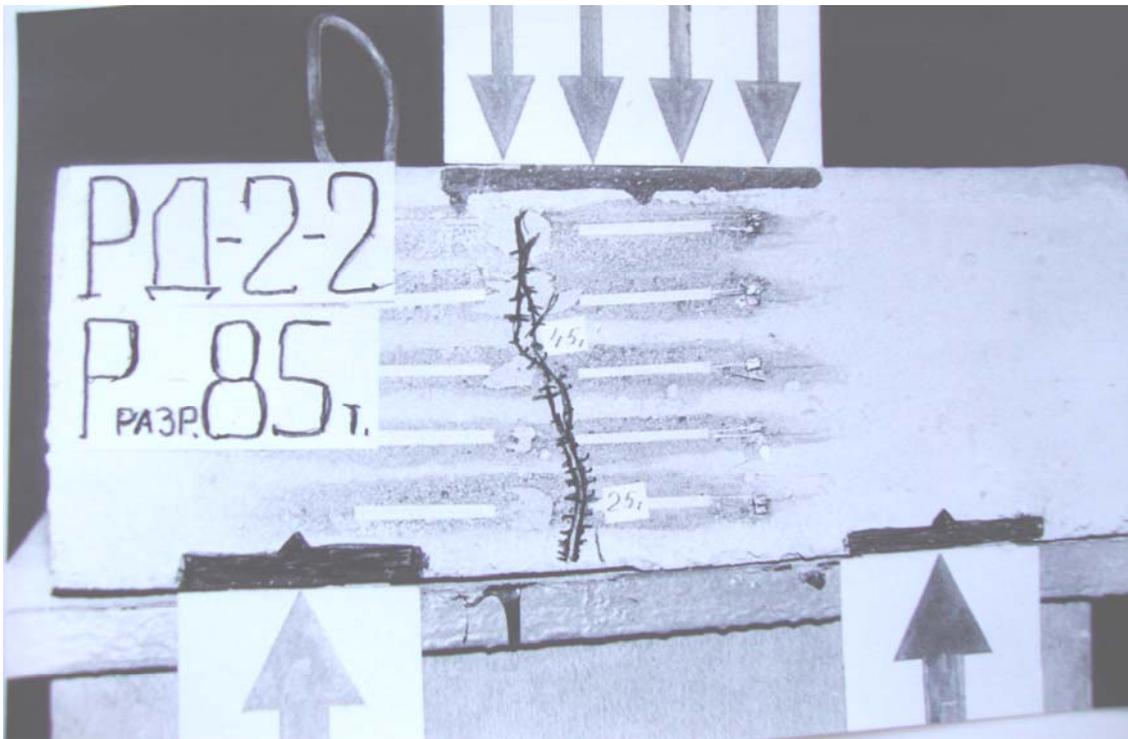
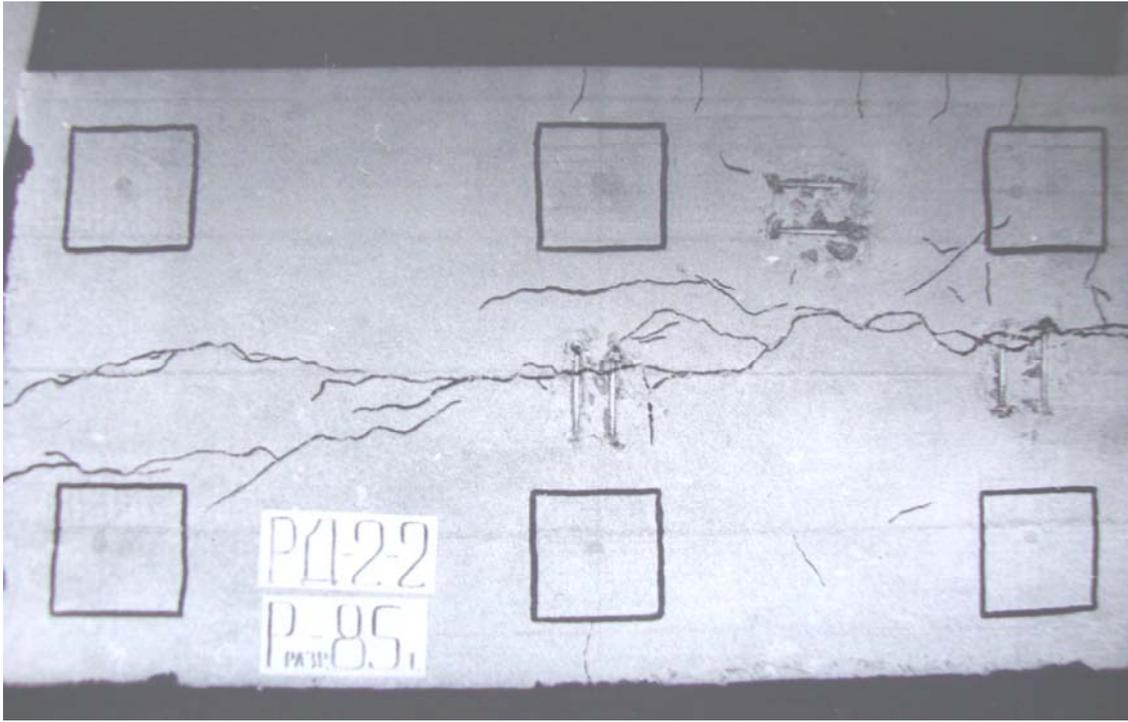


Рис. 1.25. Характер образования трещин и вид разрушения образца РД-2-2

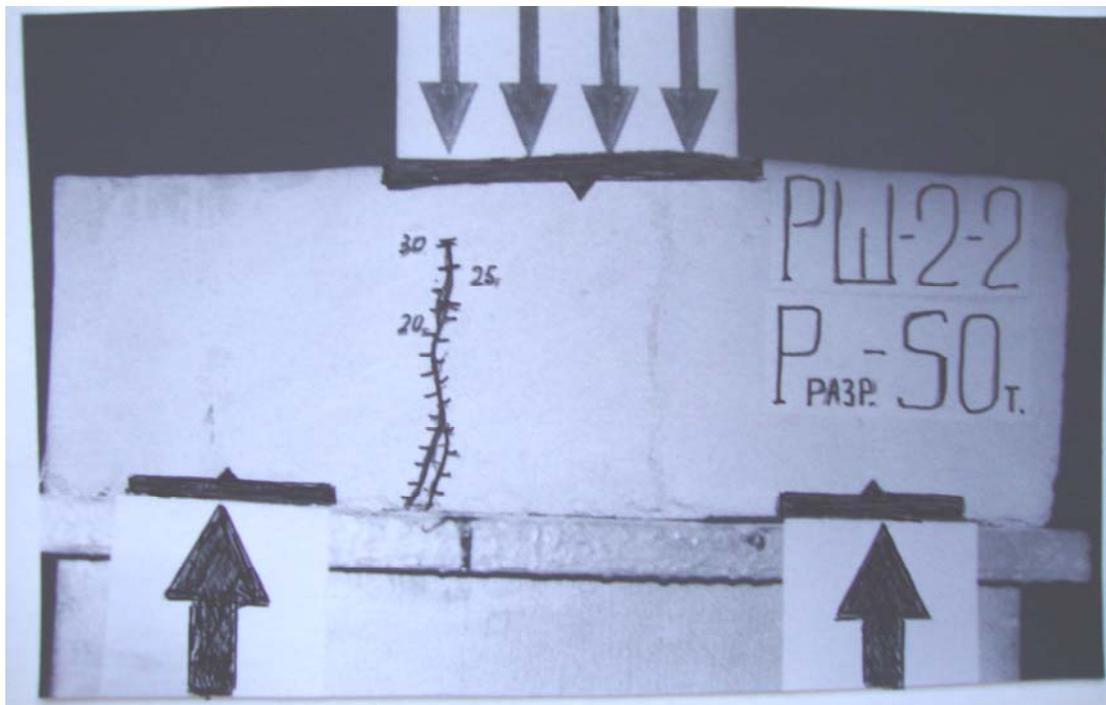
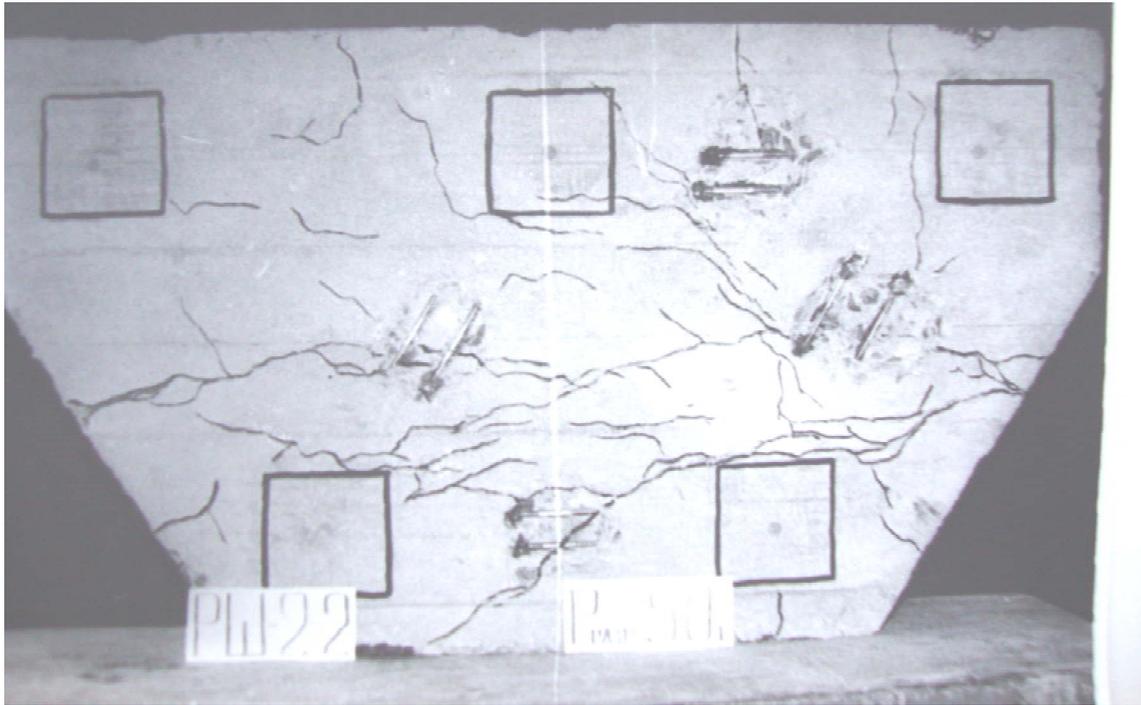


Рис. 1.26. Характер образования трещин и вид разрушения образца PШ-2-2

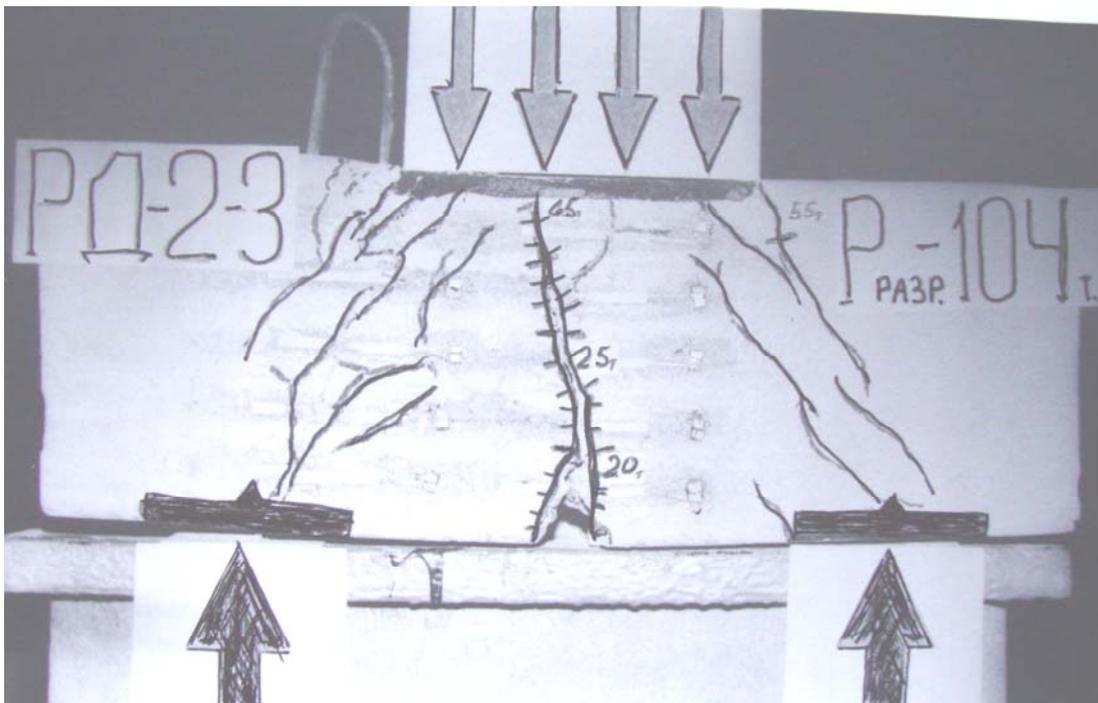
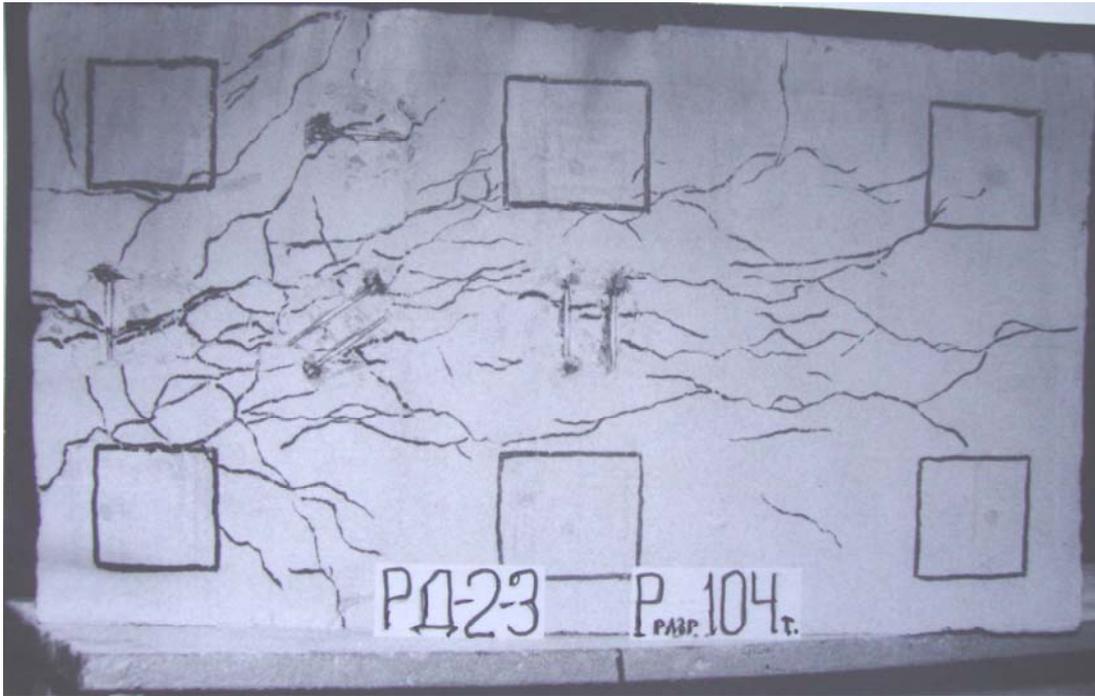


Рис. 1.27. Характер образования трещин и вид разрушения образца РД-2-3

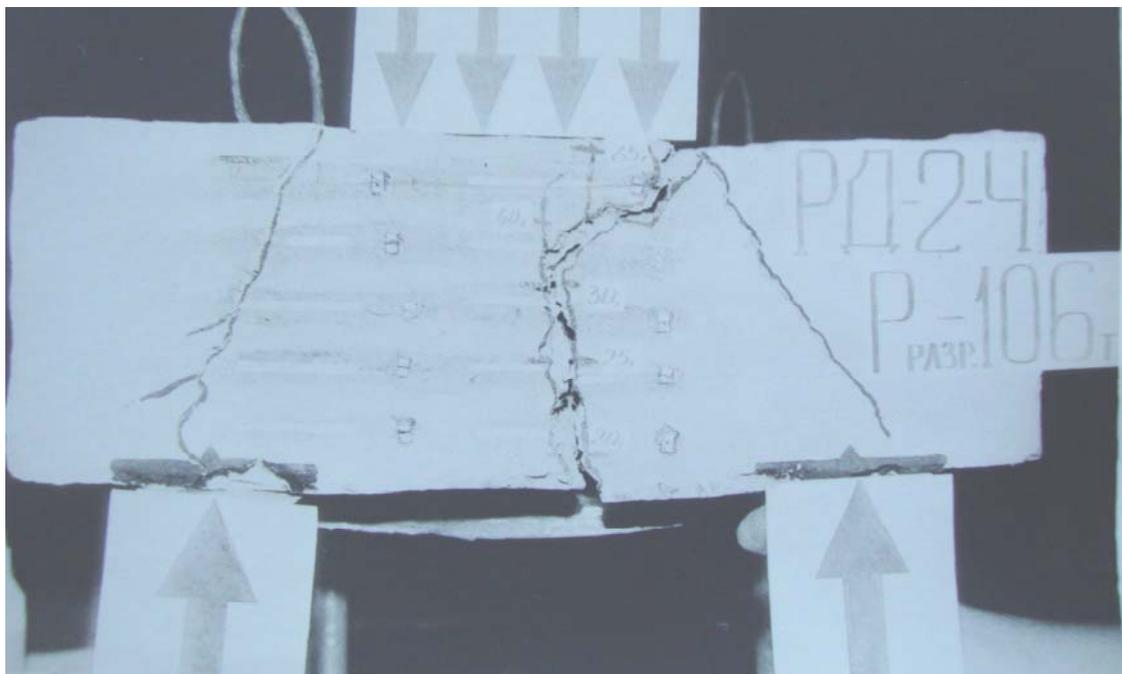
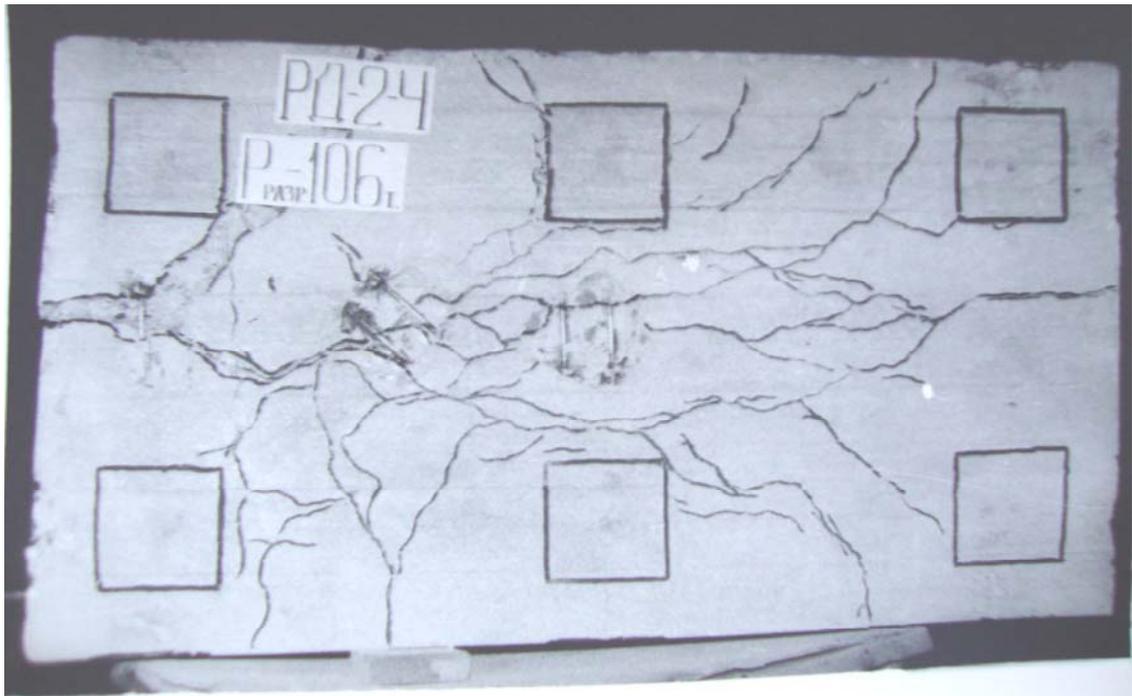


Рис. 1.28. Характер образования трещин и вид разрушения образца РД-2-4

Форма разрушения. Образцы ростверков РД-2-3 и РД-2-4 разрушались при одновременном развитии нормальных трещин типа Т-Р и Т-ПР. Ширина раскрытия трещин на момент разрушения составляла 0,8–2 мм. Критическими при разрушении опытных образцов РШ-1-2, РД-1-2, РШ-2-2 и РД-2-2 явились нормальные трещины (Т-Р), которые активно развивались на торцевых гранях ростверков. Ширина раскрытия этих трещин к моменту разрушения составила 0,5–3 мм.

Напряженно-деформированное состояние бетона и арматуры

На основе показания тензодатчиков, расположенных на арматуре и гранях ростверка, проанализирован характер распределения сжимающих и растягивающих деформаций, возникающих в растянутой арматуре и на бетонной поверхности в результате действия внешней силы. Построены эпюры распределения деформаций (рис.1.29).

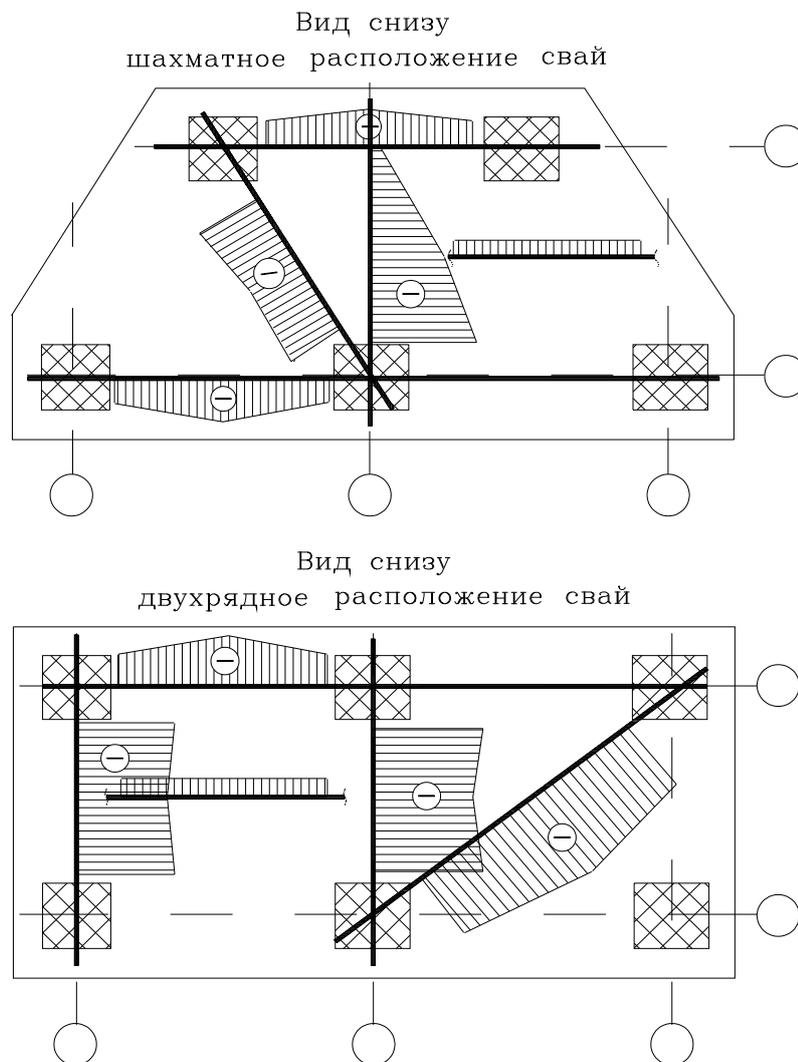


Рис. 1.29. Эпюры распределения деформаций удлинения в арматуре по показаниям тензодатчиков

Ростверки с двухрядным расположением свай. Как показал анализ результатов физического эксперимента, наибольшие деформации удлинения наблюдаются в арматуре, расположенной в поперечном направлении. Вторые по величине деформации характерны для диагональной арматуры, которые в 1,5 раза меньше вышеупомянутых деформаций. В арматуре, расположенной в продольном направлении, зафиксированы самые малые деформации удлинения, которые в 4...5 раз меньше аналогичных деформаций в арматуре, расположенной в поперечном направлении.

Рассматривая характер распределения растягивающих деформаций по длине арматурных стержней, ориентируемых по трем направлениям, можно отметить, что в середине поперечного и продольного пролета наблюдается незначительное увеличение указанных деформаций (см. рис.1.29).

Ростверки с шахматным расположением свай. При сравнении величин растягивающих деформаций, возникающих в арматурных стержнях, расположенных в продольном поперечном и диагональном направлениях, отмечено следующее. В рабочей арматуре, расположенной в поперечном направлении, деформации удлинения в 2–3 раза превышают значения аналогичных деформаций в продольной арматуре, расположенной по длине ростверка. Растягивающие деформации в арматуре, расположенной в диагональном направлении, примерно равны деформациям в арматурных стержнях, расположенных в поперечном направлении (см. рис.1.19).

Характер распределения деформаций по длине стержней для ростверков с двухрядным и шахматным расположением свай почти одинаков. Для шахматных ростверков отличием является то, что в стержнях, расположенных в поперечном направлении, с приближением к грани, не имеющей симметричной опоры, деформации удлинения уменьшаются до нуля.

Полученная информация о характере напряженно-деформированного состояния бетона согласуется с опытными данными при испытании ростверков первой серии и не имеет принципиальных отличий.

Анализ результатов испытаний.

Классификация трещин, построение схем разрушения

Анализируя результаты проведенного физического эксперимента, можно выделить три характерных вида трещин для ростверков второй серии (рис.1.30).

Первый вид условно назван Т-Р. Трещины типа Т-Р образуются в середине растянутой зоны в поперечном сечении ростверка и являются критическими для всех образцов. В ростверках РШ-2-1 и РД-2-1, разрушившихся по данным трещинам, имеет место обрыв рабочей арматуры, расположенной в поперечном направлении.

Второй вид трещин, условно названный Т-ПР, образуется в растянутой зоне в продольных пролетах ростверка, и обнаружен во всех образцах в

той или иной форме, кроме образцов РД-2-2 и РШ-2-1, где процент армирования продольной арматурой составляет 0,2 %.

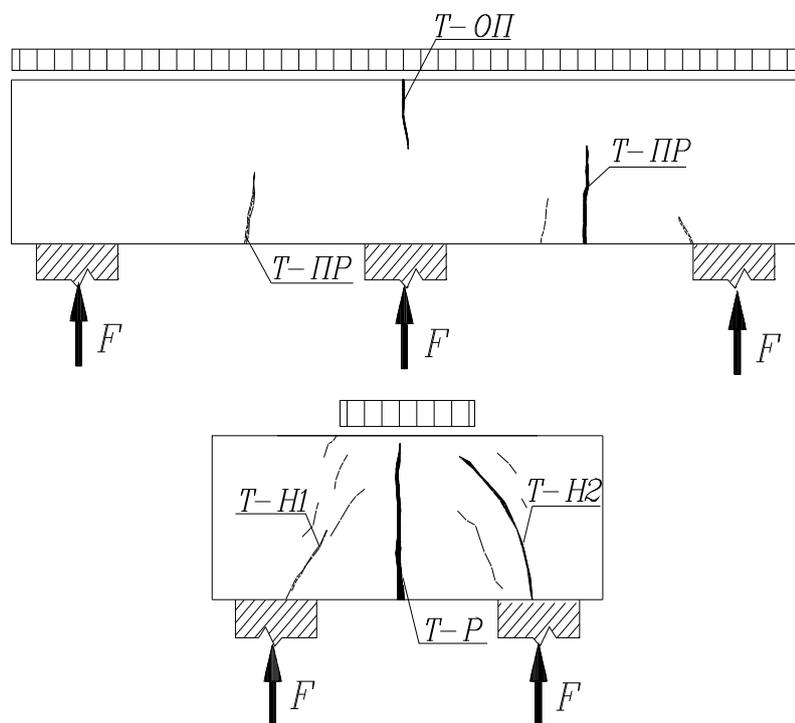


Рис. 1.30. Схема развития трещин в образцах ростверков второй серии

При нагрузке, составляющей 0,4...0,5 от разрушающей, над опорным сечением у верхней грани ростверков образуется шарнир пластичности, то есть в бетоне растянутой зоны напряжения достигают предельных значений $\gamma_b R_{bt}$. Образуются вертикальные трещины (Т-ОП), составляющие третий вид характерных трещин в ростверках второй серии. Образование нормальной трещины – Т-ОП можно объяснить в первую очередь отсутствием продольной арматуры у верхней грани ростверка, а во-вторых, минимальным процентом армирования растянутой зоны. С увеличением нагрузки наблюдается уменьшение растягивающих деформаций у верхней грани опорного сечения (рис.1.31). Критическими при разрушении данные трещины не являются.

Ростверки второй серии разрушались по растянутой зоне при активном развитии нормальных трещин Т-Р и Т-ПР. Особенностью является то, что нормальные трещины развивались в продольном направлении в образцах, армированных сеткой.

В ростверках, армированных концентрированной арматурой, расположенной над сваями как в поперечном, так и в продольном направлении, а также в образцах, имеющих комбинированное армирование, разрушение по растянутой зоне сопровождалось активным раскрытием трещин в

продольном и поперечном направлениях. Схема разрушения ростверков по нижней грани представляет собой перекрестное расположение нормальных трещин в плане, проходящих по средней части пролетов в поперечном и продольном направлении.

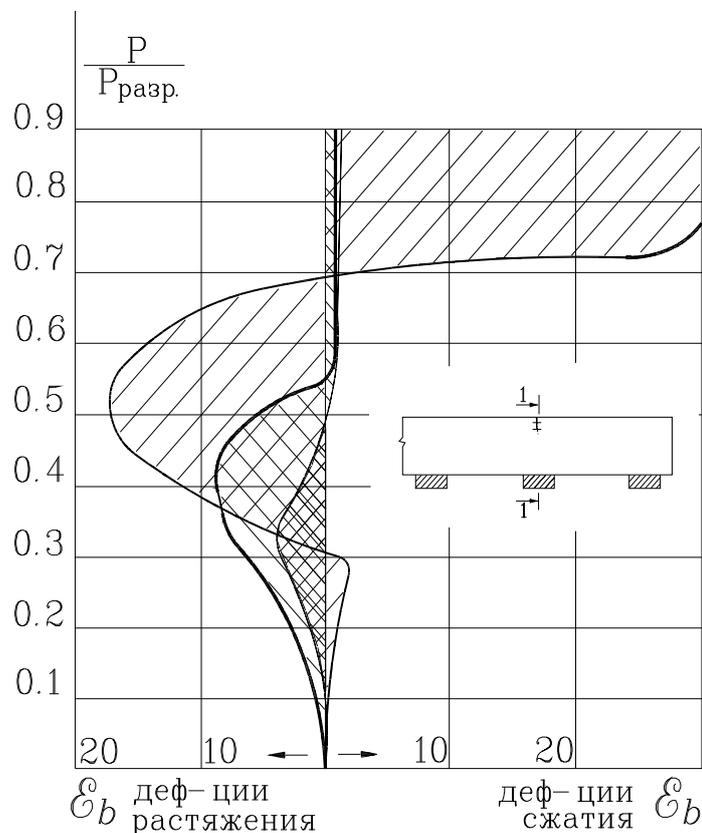


Рис. 1.31. Характер изменения деформаций в бетоне над опорой сваей, сечение 1-1

Выявлена закономерность изменения разрушающей силы с ростом количества продольной арматуры и ее концентрацией.

При концентрации арматурных стержней над опорами-сваями происходит резкое увеличение разрушающих сил по сравнению с армированием арматурными сетками, примерно в 1,6 раза. Оценивая результаты исследований растянутой зоны, можно сделать вывод, что эффективное использование продольной арматуры и увеличение разрушающей силы по растянутой зоне происходят в результате концентрации растянутых стержней над опорами-сваями.

Усилия образования трещин и несущая способность ростверков

В табл. 1.4 приведены опытные величины усилий трещинообразования и разрушающих нагрузок. $F_{Т-Р}$, $F_{Т-ОП}$, $F_{Т-ПР}$ — нагрузки начала появления соответствующих трещин и F_{test} — разрушающая нагрузка.

Таблица 1.4

Усилия образования трещин и несущая способность ростверков с двухрядным и шахматным расположением свай (ростверки второй серии)

№ п/п	Марка образца	F_{CB} , кН	F_{T-P} , кН	F_{T-OP} , кН	F_{T-PP} , кН	F_{T-HP} , кН	F_{T-H} , $a_{crс}=0,3$ мм	Вид разрушения
1	РШ-2-1	87,5	48,13	61,25	—	—	62,0	по сжато-растянутой зоне
2	РД-2-1	100,0	40,0	32,0	61,5	90,0	55,0	
3	РШ-2-2	120,5	48,2	48,5	—	—	66,3	
4	РД-2-2	168,3	50,5	84,15	—	—	92,6	
5	РД-2-3	205,9	61,77	123,5	113,2	164,7	82,4	
6	РД-2-4	211,2	63,4	84,5	85,0	158,4	105,6	

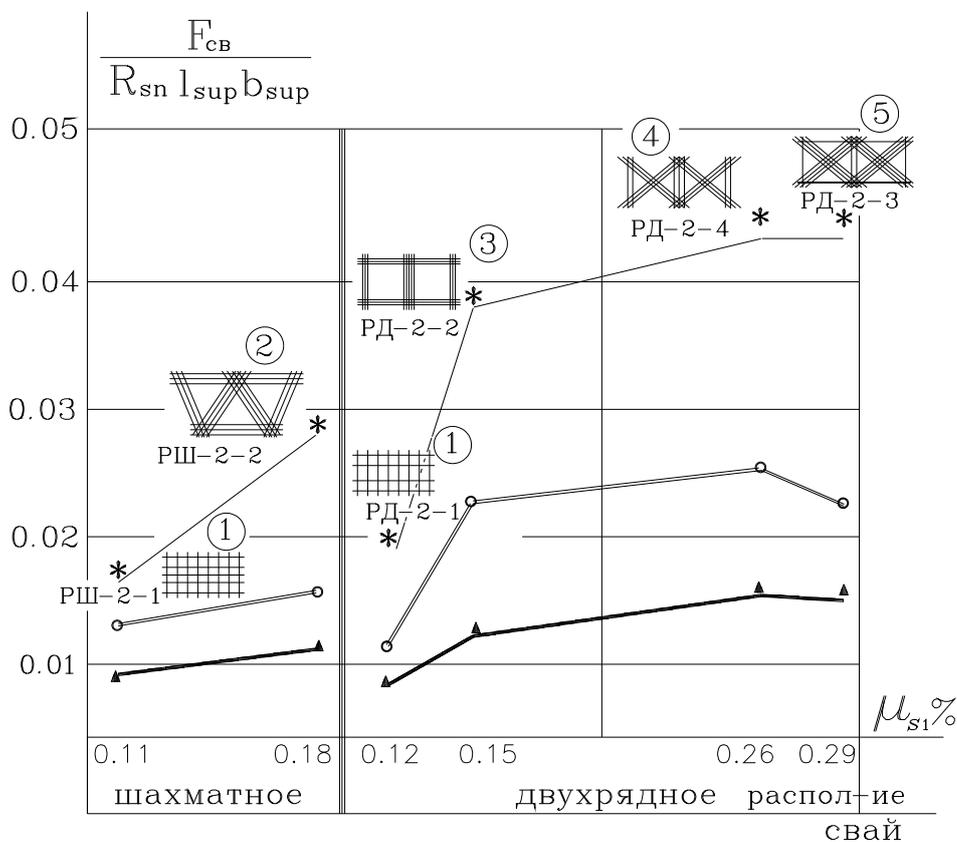


Рис. 1.32. Несущая способность ростверков второй серии с двухрядным и шахматным расположением свай:

* — разрушающая нагрузка; Δ — нагрузка начала появления нормальных трещин; O — нагрузка при ширине нормальных трещин $a_{crс} = 0,3$ мм

Как и для образцов первой серии, нагрузка, соответствующая появлению указанных трещин, представлена в относительных величинах путем деления F_{T-P} , F_{T-OP} , F_{T-PP} и F_{test} на $R_{sn} b_{sup} l_{sup}$. Относительный уровень разрушающих усилий, усилий образования трещин и усилий предельного раскрытия трещин в зависимости от процента и вида армирования показан на рис.1.32.

2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СВАЙНЫХ РОСТВЕРКОВ ПОД КОЛОННЫ

2.1. Программа и методика испытаний

2.1.1. Программа экспериментально-теоретических исследований

Схема программы проведения эксперимента по испытанию ростверков свайных фундаментов под колонны при многорядном расположении свай представлена на рис. 2.1. В программу были включены все основные факторы, влияющие на работу ростверков под колонны: изменение процента и схемы продольного армирования, схемы нагружения ростверка, а также перемещение свай-опор в пространстве.

Согласно разработанной программе эксперимента были запроектированы образцы ростверков с числом свай шесть и восемь (см. рис. 2.1). Испытаниям подверглись:

- прочность сжатой зоны ростверков;
- прочность сжатой зоны ростверков при изменении схемы приложения нагрузки;
- прочность растянутой зоны ростверков при изменении вида армирования;
- прочность ростверков при перемещении свай-опор;
- прочность ростверков при выключении из работы ростверка нескольких свай.

Программа эксперимента предусматривает решение следующих вопросов:

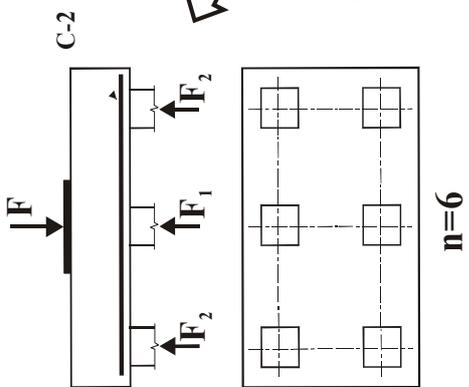
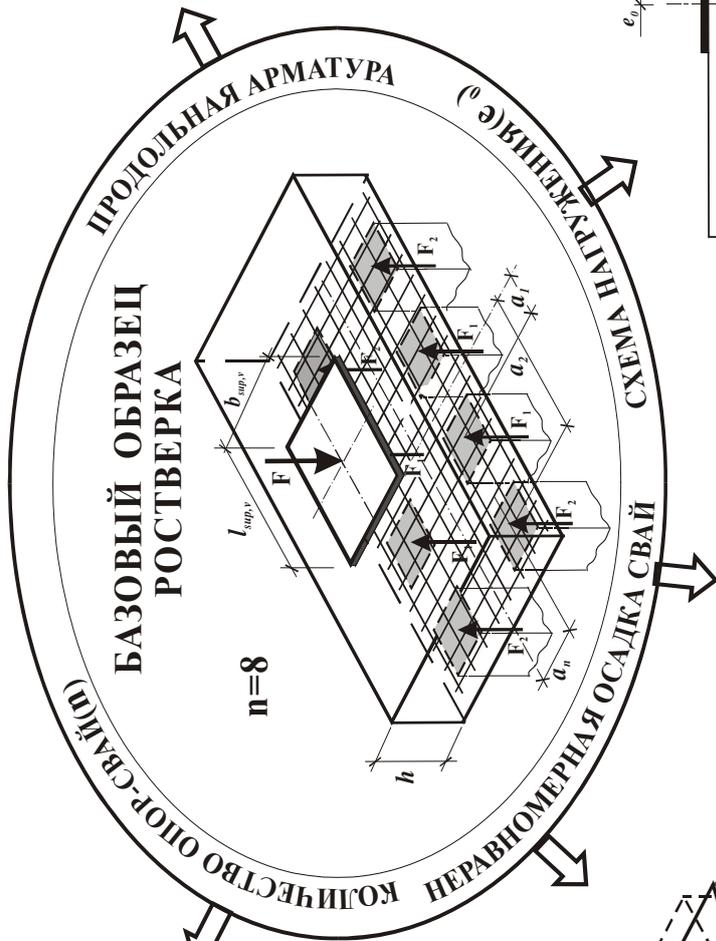
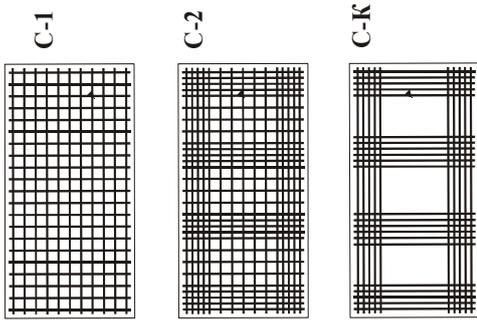
- Определение влияние исследуемых факторов на характер образования трещин, форму разрушения ростверков и величину разрушающей силы.
- Анализ результатов испытаний.
- Разработка единой расчетной модели, принципов конструктивных решений и предложений по совершенствованию методов расчета многорядных свайных ростверков под колонну.

2.1.2. Физико-механические свойства бетона и арматуры

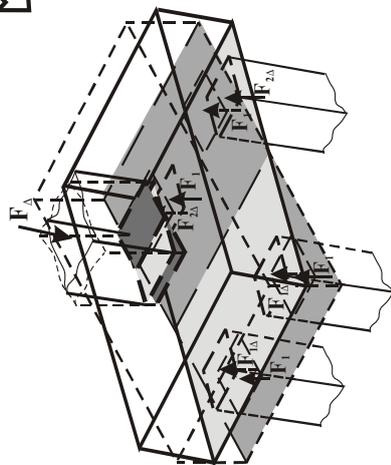
Одновременно с испытанием образцов проводили определение физико-механических свойств бетона в соответствии с «Временной инструкцией по определению кубиковой и призмочной прочности, начального модуля упругости бетонов», «Методическими рекомендациями по определению прочностных и структурных характеристик бетонов при кратковременном и длительном нагружении», ГОСТ 244452–80. Прочностные характеристики определяли по результатам испытаний 3-х кубиков на каждую серию образцов. Кубиковую прочность R определяли из испытаний кубиков с ребром 10 см с введением поправочного коэффициента для перехода к стандартному кубику с ребром 15 см. Прочностные и деформативные характеристики бетонов приведены в табл. 2.1.

ПРОЦЕНТ АРМИРОВАНИЯ
 $\mu_s = 0,18 \div 1,6\%$

СХЕМА АРМИРОВАНИЯ



ПЕРЕМЕЩЕНИЯ СВАЙ



ВЫКЛЮЧЕНИЕ СВАЙ
 ИЗ РАБОТЫ РОСТВЕРКА

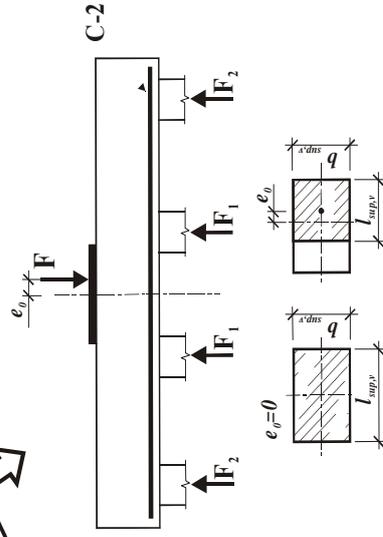
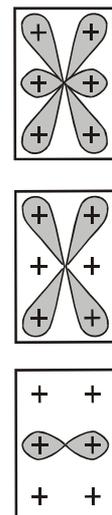


Рис. 2.1.1. Схема программы испытаний ростверков свайных фундаментов под колонну

Физико-механические свойства арматуры Вр 1 определяли согласно требованиям ГОСТ 12004–81. Из каждой партии было испытано по три образца стержней. Деформации удлинения оценивались индикатором часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 150 мм. Результаты испытаний приведены в табл. 2.2.

Т а б л и ц а 2 . 1

Характеристика опытных образцов

№ п/п	Марка образцов	Характеристики бетона			Класс арматуры	Геометрические размеры				
		R_b , МПа	$E_b \times 10^{-3}$, МПа	R_{bt} , МПа		B , см	L , см	h , см	d_{cb} , см	$b_k \times h_k$
1	РК–1	10,6	19,2	0,86	А–3	60	110	22	10	20×30
2	РК–1в	12,2	20,7	0,94	А–3	60	110	22	10	20×30
3	РК–2	12,2	20,7	0,94	Вр–1	60	110	22	10	20×30
4	РК–5	12,2	20,7	0,94	Вр–1	60	110	22	10	20×30
5	РК–3	12,2	20,7	0,94	Вр–1	60	80	22	10	20×30
6	РК–4	10,2	18,8	0,83	Вр–1	60	80	22	10	20×30
7	РК–6	10,2	18,8	0,83	Вр–1	60	80	22	10	20×30
8	РК–7	10,2	18,8	0,83	А–3	60	80	22	10	20×30

Т а б л и ц а 2 . 2

Физико-механические свойства арматуры

Класс арматуры	Диаметр	Площадь поперечного сечения стержня A_s , см ²	Временное сопротивление σ_b , МПа	Нормативное сопротивление арматуры R_{sc} , МПа	Модуль упругости E_s , МПа
Вр–1	∅ 4	0,126	650	487	17×10^3
Вр–1	∅ 5	0,196	560	420	17×10^3

2.1.3. Проектирование опытных образцов ростверков с количеством свай шесть и восемь, с различными схемами армирования и различными схемами нагружения

Опытные образцы проектировали в виде модели в масштабе 1:3. Шаг свай в продольном направлении – $3 d_{cb}$, в поперечном – $4 d_{cb}$. (d_{cb} – сторона поперечного сечения свай). Высота ростверков – 220 мм и размер поперечного сечения колонны 200×300 мм были назначены на основе результатов исследований нормативных методов расчета. Использовали различную арматуру и вид армирования. Наряду с армированием сеткой было применено армирование с концентрацией стержней над опорами-сваями. С целью надежной анкеровки арматура имеет отгибы по контуру ростверка. Использовали два вида нагружения образцов: а) центральное, б) с эксцентриситетом $e_0=5$ см. Характеристики опытных образцов приведены в

табл.2.1. На рис. 2.2–2.3 показаны опалубочные размеры и армирование опытных образцов, в табл. 2.3 дана спецификация арматуры. Образцы изготавливали в заводских условиях в специальной опалубке на заводе «Стройдеталь № 1» г. Пензы.

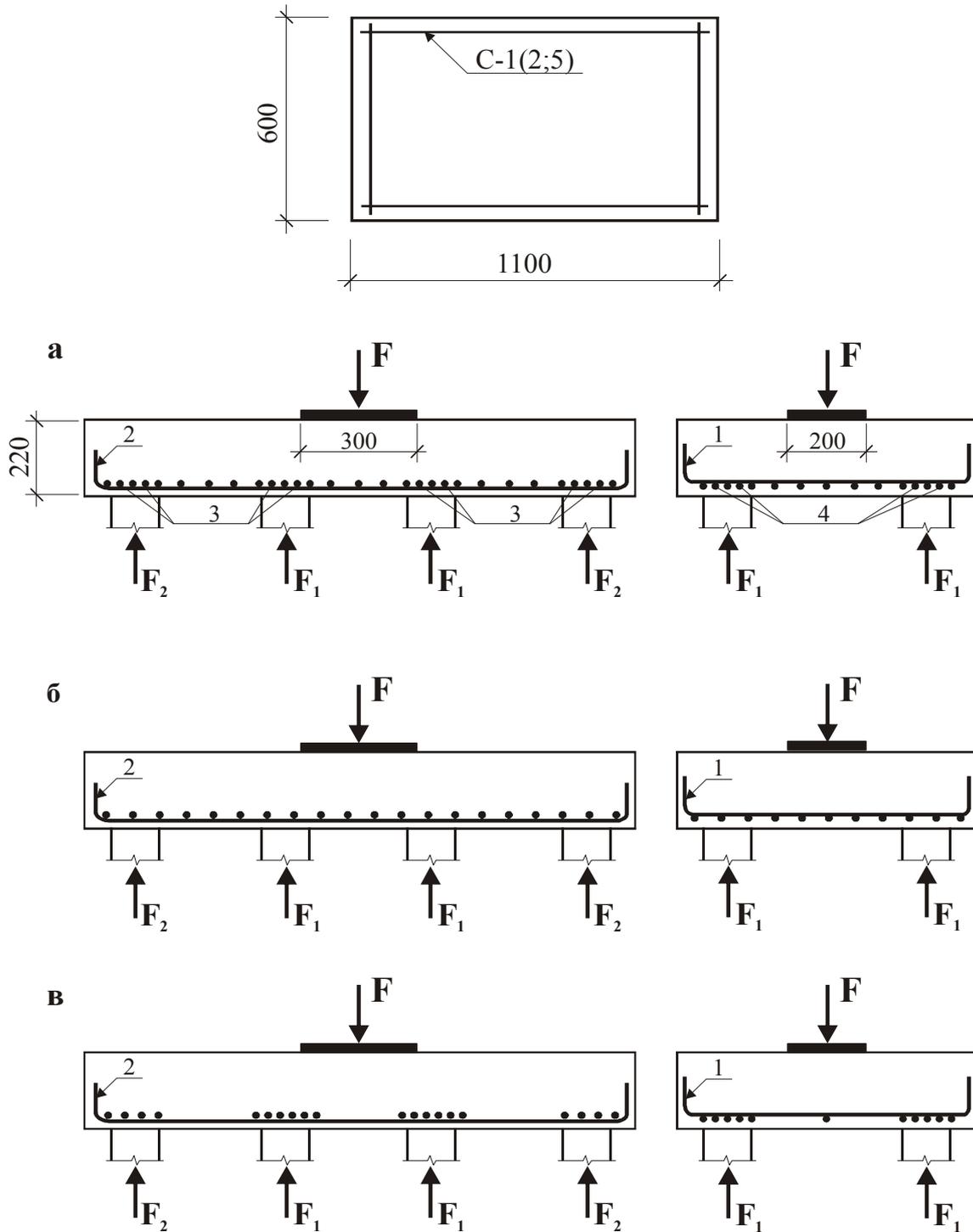


Рис. 2.2. Схемы армирования образцов:
 а – РК-1 ($\mu_3 = 1,2 \%$); б – РК 2- ($\mu_3 = 1,8 \%$); в – РК 5- ($\mu_3 = 1,8 \%$);

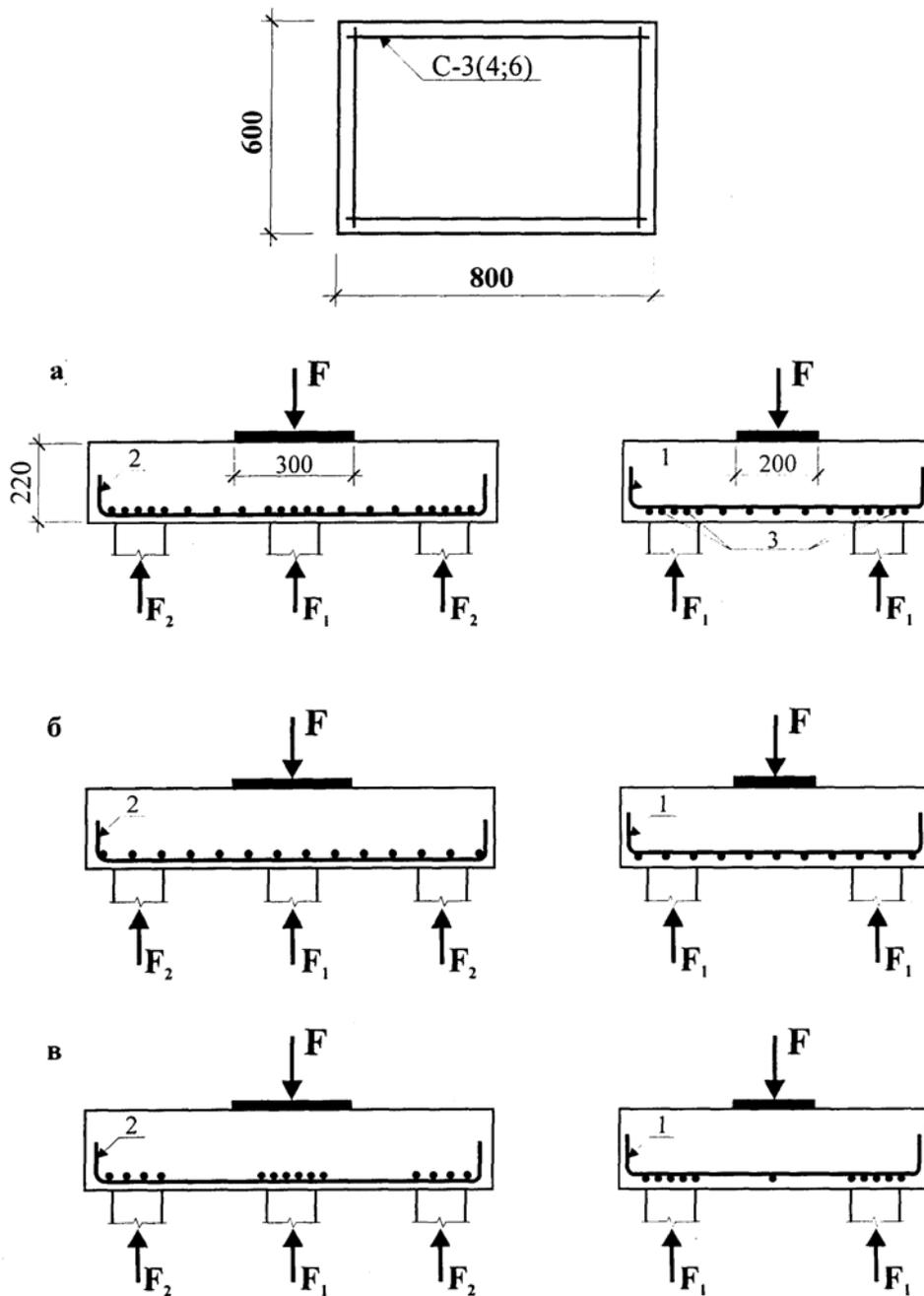


Рис. 2.3. Схемы армирования образцов:
а – РК-3, РК-7 ($\mu_s = 1,6\%$); б – РК-4 ($\mu_s = 0,18\%$); в – РК-6 ($\mu_s = 0,18\%$)

Таблица 2.3

Спецификация арматуры

1	2	Номер позиции	Обозначение	Наименование	Кол-во	Примечание
		4	5	6	7	8
			РК-1	Ростверк под колонну	2 шт.	$n = 8$ $\mu_s \text{ max}$
			С-1	Сварная сетка		
		1		$\varnothing 10$ АIII $l = 0,82$	21	
		2		$\varnothing 12$ АIII $l = 1,32$	11	
		3		$\varnothing 10$ АIII $l = 0,82$	8	

Окончание табл. 2.3

1	2	4	5	6	7	8
		4		Ø10 АШ $l = 1,32$	4	
			РК-2 РК-5		1 шт. 1 шт.	$n = 8$ $\mu_s \text{ min}$
			С-2	Сварная сетка		
		1		Ø4 Вр I $l = 0,82$	21	
		2		Ø5 Вр I $l = 1,32$	11	
			РК-3		1 шт.	$n = 6$ $\mu_s \text{ max}$
			С-3	Сварная сетка		
		1		Ø12 А Ш $l = 0,82$	21	
		2		Ø14 А Ш $l = 1,02$	11	
		3		Ø12 А Ш $l = 1,02$	4	
			РК-4 РК-6		1 шт.	$n = 6$ $\mu_s \text{ min}$
			С-4	Сварная сетка		
		1		Ø4 Вр I $l = 0,82$	15	
		2		Ø5 Вр I $l = 1,02$	11	
			РК-5		1 шт.	$n = 8$ $\mu_s \text{ min}$
			С-5	Сварная сетка		
		1		Ø4 Вр I $l = 0,82$	20	
		2		Ø5 Вр I $l = 1,32$	11	
			РК-7		1 шт.	$n = 2$ $\mu_s \text{ max}$
			С-3	Сварная сетка		
		1		Ø12 А Ш $l = 0,82$	21	
		2		Ø14 А Ш $l = 1,02$	11	
		3		Ø12 А Ш $l = 1,02$	4	

2.1.4. Методика испытаний

Силовая установка представляла собой две металлические рамы, состоящие из боковых стоек, закрепленных в ручьях силового пола и поперечных балок-траверс, жестко соединенных со стойками. Схема силовой установки и её общий вид показаны на рис. 2.4.

Нагружение ростверков производили гидравлическим домкратом ДГ-200 через металлическую пластину, имитирующую колонну. Сваи-опоры имитировали с помощью регулировочных винтов. Над винтами между двумя пластинами, по размеру соответствующими поперечному сечению сваи (10 см), в вертикальном направлении были поставлены трубы длиной 10 см, толщиной 0,4 см и диаметром 8,9 см. При нагружении образца под действием сжимающих усилий трубы упруго деформировались. Деформации труб были измерены двумя способами:

1. С помощью индикаторов. Пластины были подготовлены специальным образом, чтобы можно было на их углах установить индикаторы часового типа.

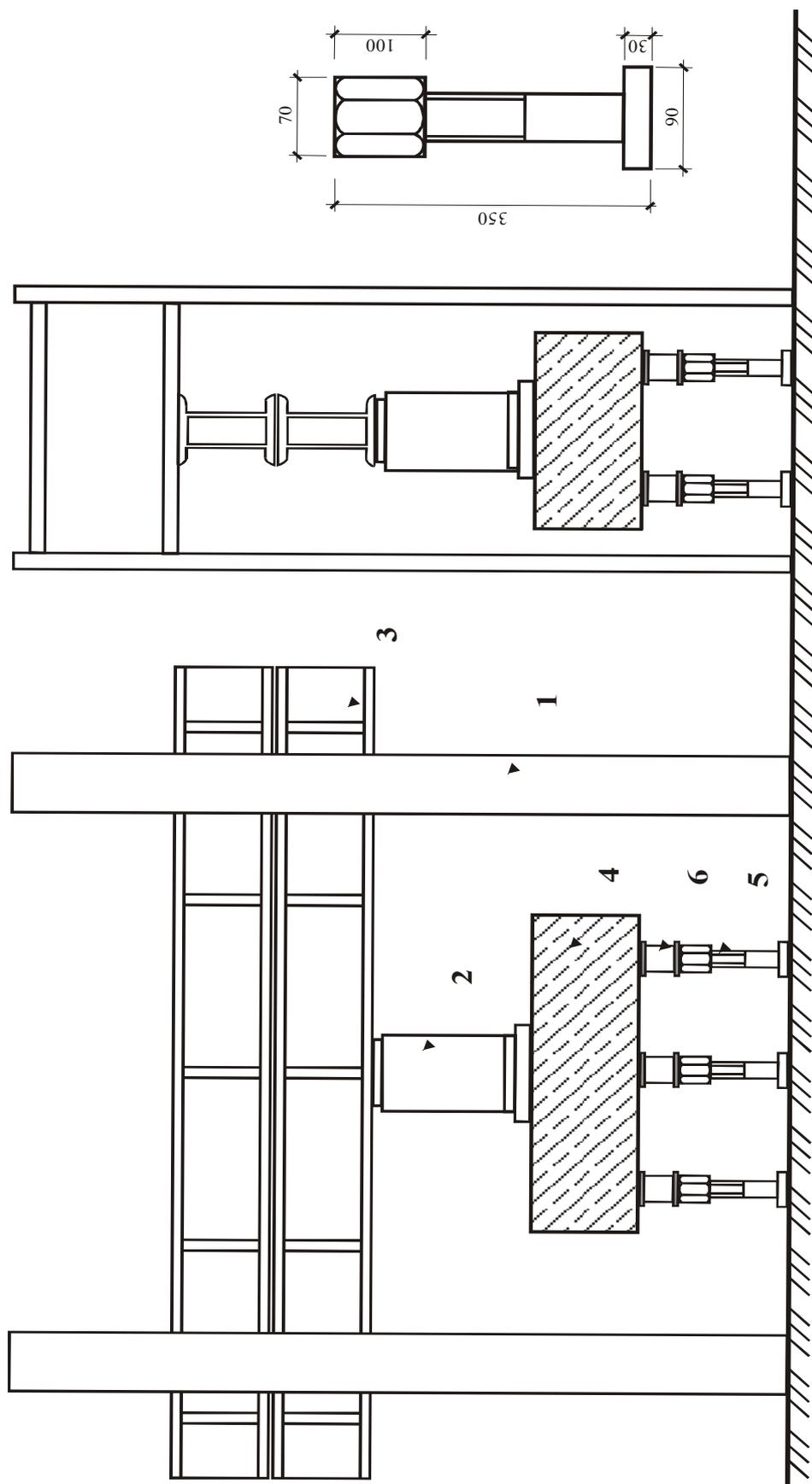


Рис. 2.4. Схема силовой установки для испытаний:
 1 – металлическая рама; 2 – гидравлический домкрат ДГ – 100; 3 – система распределительных траверс;
 4 – испытываемый образец; 5 – винтовая опора; 6 – металлическая труба

2. С помощью тензодатчиков. Было наклеено по 4 тензодатчика на каждую трубу, с базой 20 мм. Снятие показаний с датчиков осуществляли прибором АИД-4.

При подготовке и в процессе испытаний сделали зачистку и побелку поверхности бетона образцов для визуального наблюдения за образованием и развитием трещин. Тензодатчики наклеивали на бетонное поле и нижние стержни продольной арматуры. На рис. 2.5 показаны схемы расположения датчиков. Нагружение производилось поэтапно на 5–10 % от предполагаемой разрушающей нагрузки.

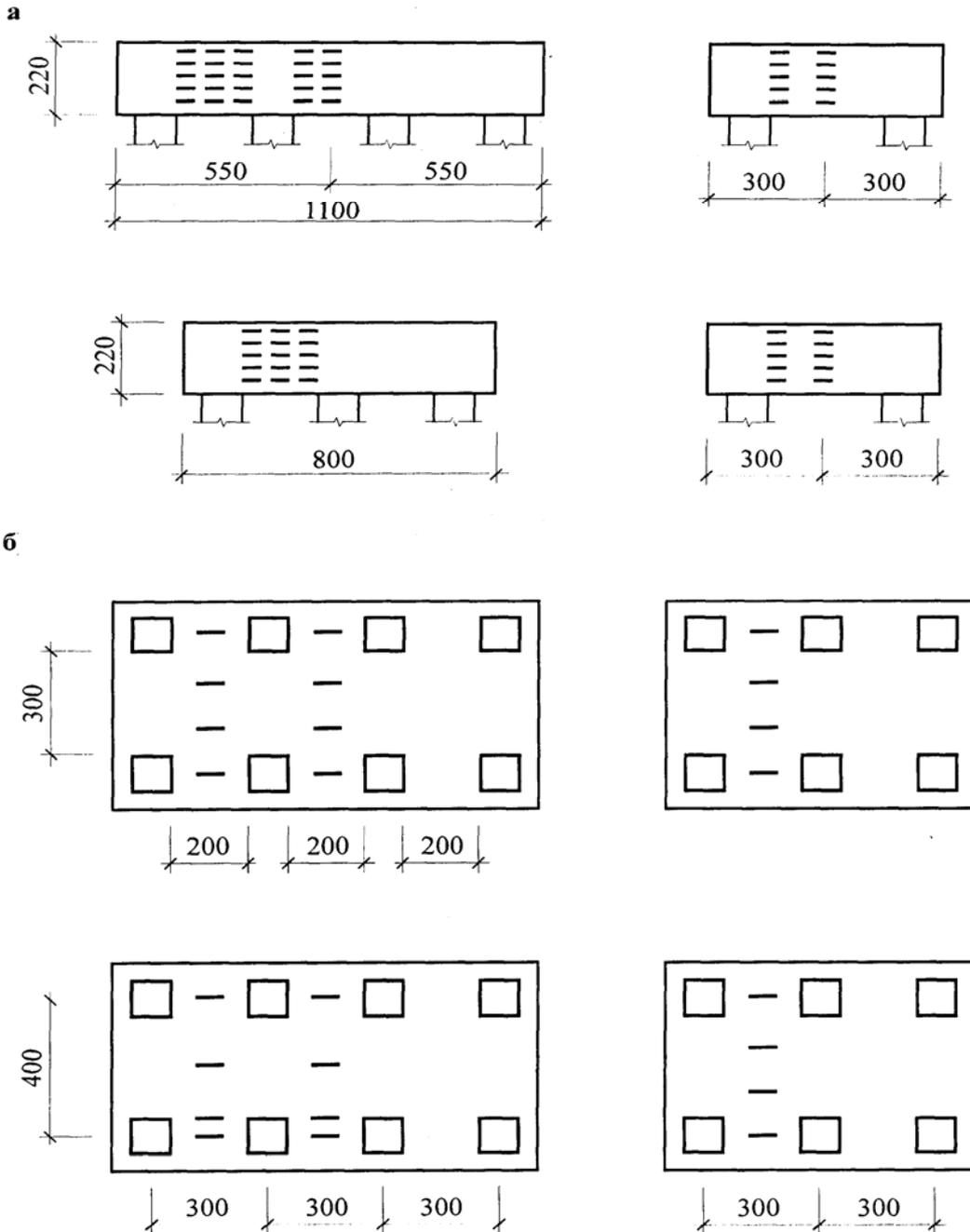


Рис. 2.5. Схемы расположения тензодатчиков:
а – на бетоне; б – на арматуре

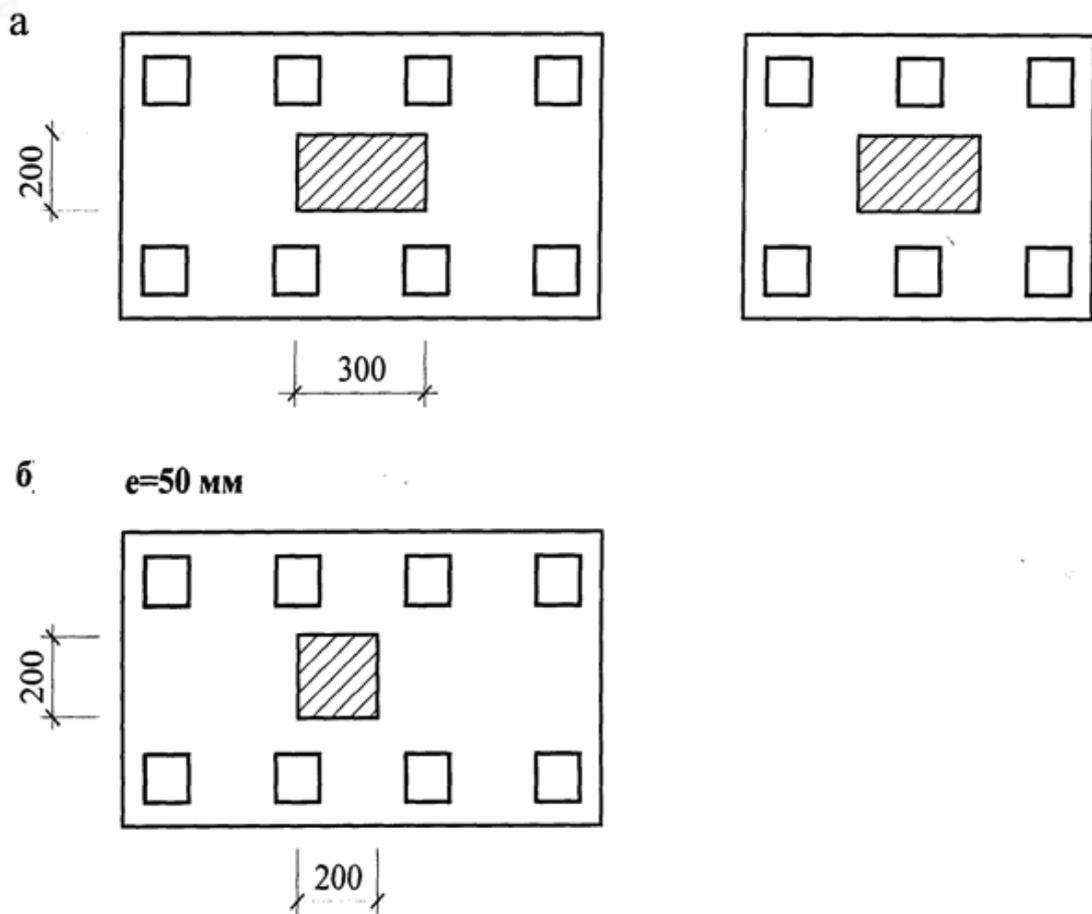


Рис. 2.6. Схемы приложения нагрузки

Все измерительные приборы предварительно тарировали в Пензенской государственной лаборатории метрологии, стандартизации и сертификации Госстандартов России. Схемы приложения нагрузок показаны на рис. 2.6.

2.2. Результаты экспериментальных исследований

В данном разделе рассматривается характер напряженно-деформированного состояния шести- и восьмисвайных ростверков под колонну при изменении исследуемых факторов. Напомним, что при испытании образцов ростверков изучены все основные факторы, к которым отнесены: количество и схема расположения свай, схема нагружения, количество продольной арматуры и схемы её расположения, а также впервые изучаемый фактор – неравномерная осадка свай-опор.

Схема изложения материала основывается на шести- и восьмисвайных ростверках, которые являлись базовыми при испытаниях, и соответствует очередности перечисленных факторов. В качестве основных характеристик напряженно-деформированного состояния ростверков принимаются характер образования и развития трещин, схемы разрушения, а также характер распределения деформаций (напряжений), полученный по показаниям тензодатчиков и индикаторов часового типа. Другими основными показателями характера работы ростверков являются выявленные закономерности изменения разрушающих усилий, а также усилий образования трещин при изменении изученных факторов.

2.2.1. Образование и развитие трещин в восьмисвайных ростверках при разрушении по сжатой зоне. Схема разрушения

Разрушение по сжатой зоне планировалось программой эксперимента и было достигнуто путем увеличения количества продольной растянутой арматуры.

При исследовании сжатой зоны ростверков с количеством свай, равным восьми, было испытано два образца – РК-1 и РК-1в – при различных схемах нагружения.

Характер образования и развития трещин образца РК-1 показан на рис.2.7, 2.8, 2.9. Условимся при описании трещин, пока нет их полной классификации, использовать в названии порядковые номера (Т-1, Т-2 ... и т.д.). Первой образовалась трещина в среднем пролете у нижней растянутой грани ростверка в продольном направлении (Т-1) при нагрузке $P = 0,6 P_{\text{разр}}$. Высота трещины составила 1/4 высоты ростверка. При дальнейшем увеличении нагрузки ее рост прекратился. При $P = 0,82 P_{\text{разр}}$ появились нормальные трещины у нижней грани ростверка в поперечном направлении (Т-2). Одновременно образовались наклонные трещины у внутренних граней опорных площадок (Т-3), ориентированные на грузовую площадку (колонну). С дальнейшим ростом нагрузки увеличивалась ширина раскрытия трещин (Т-3) в зоне средних опор. При нагрузке $P = 0,9 P_{\text{разр}}$

появилась трещина у внешней грани средней опоры (Т-4), получившая развитие по высоте ростверка в сторону крайней опоры.

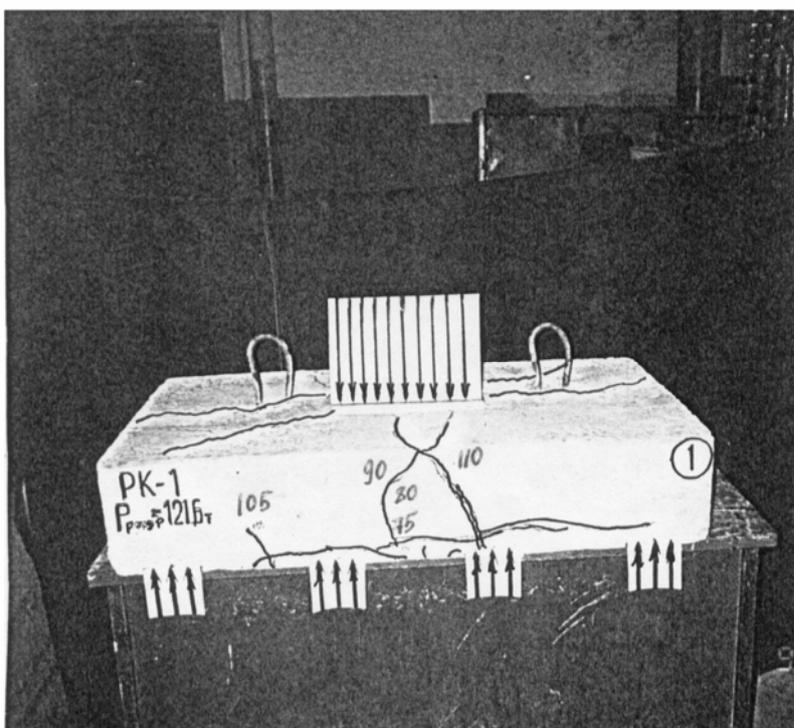
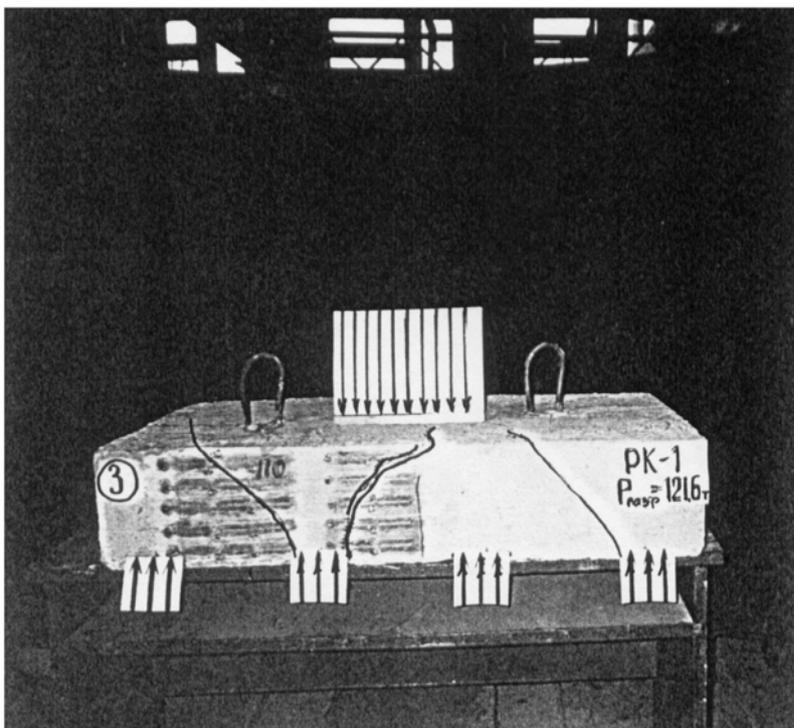


Рис. 2.7. Характер трещинообразования и вид разрушения образца РК-1

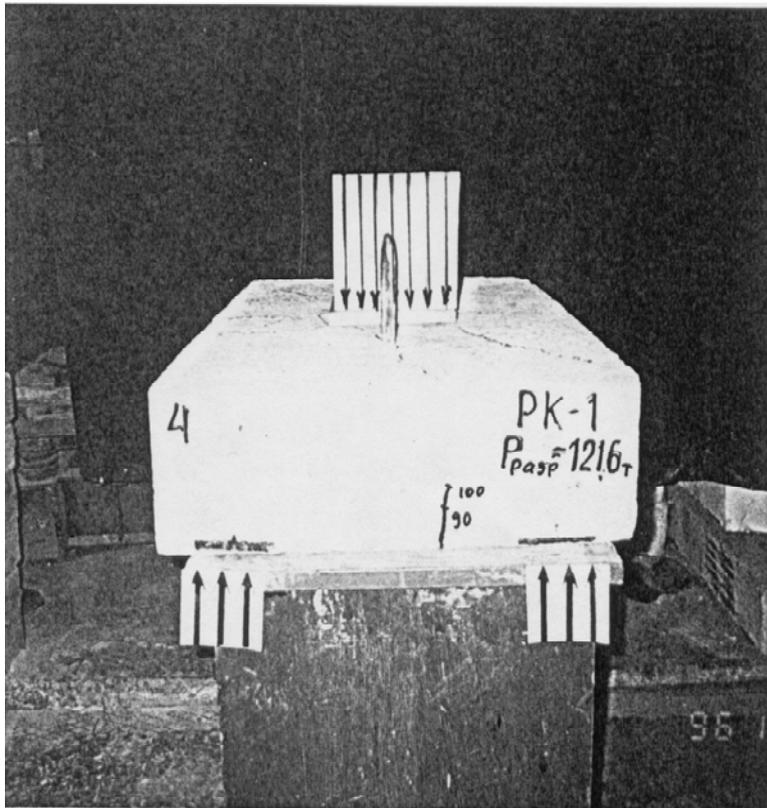
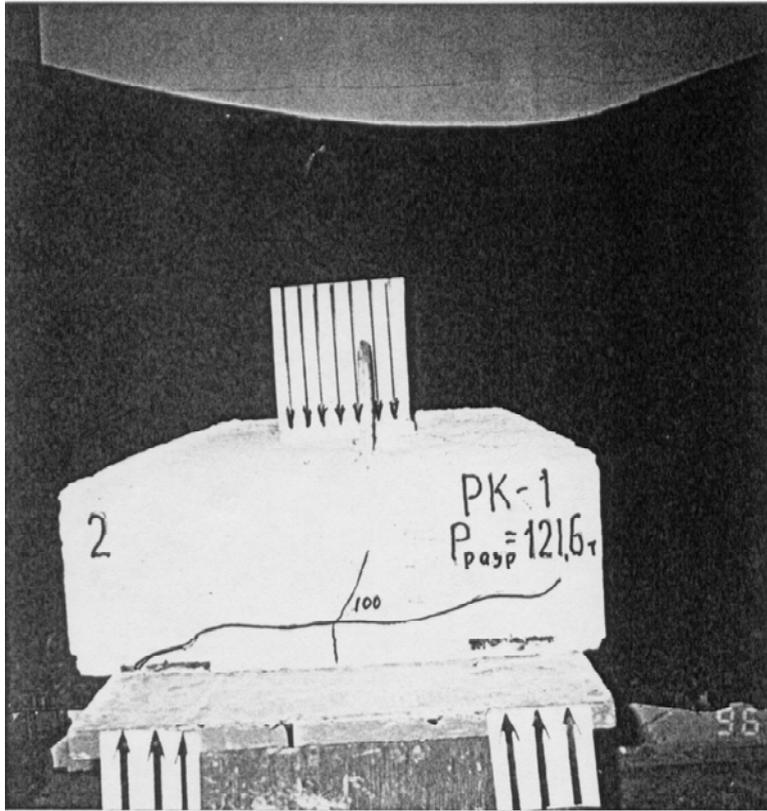


Рис. 2.8. Характер трещинообразования и вид разрушения образца РК-1

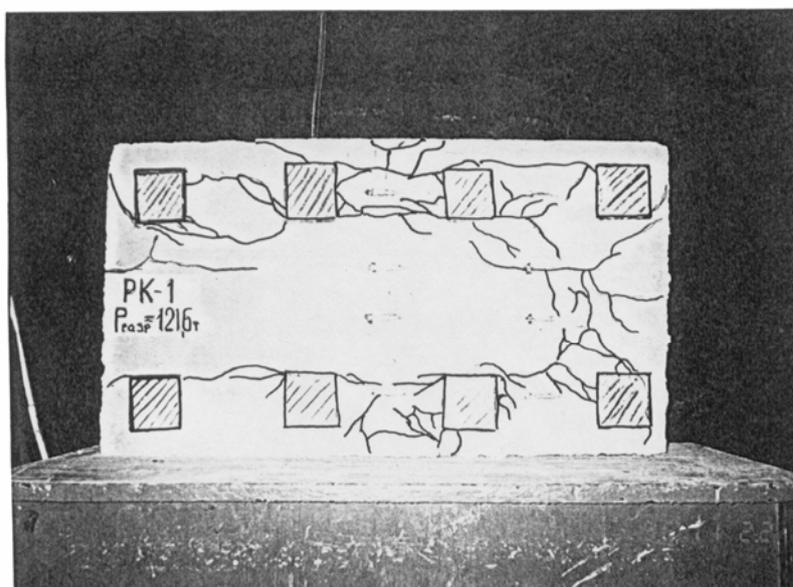
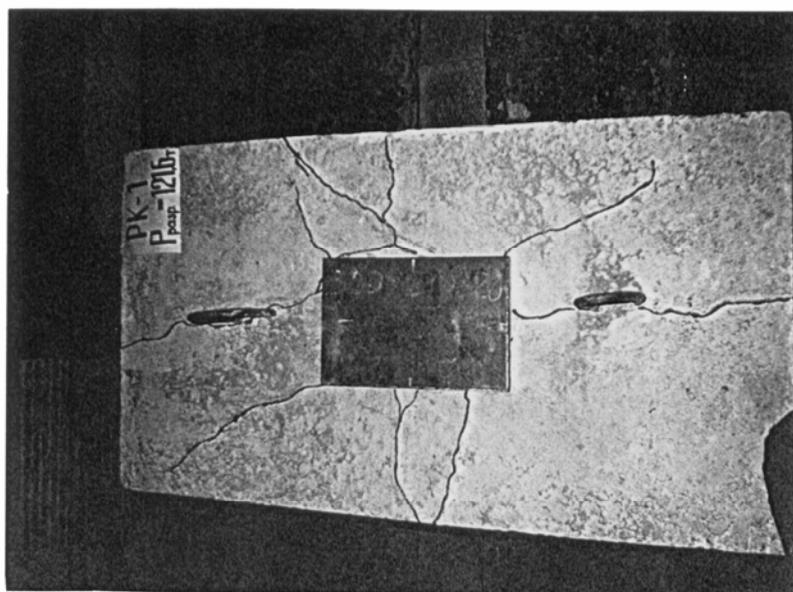


Рис. 2.9. Характер трещинообразования и вид разрушения образца РК-1

Развитие трещин в бетоне при изменении схемы нагружения

В испытаниях второго образца РК-1в изменилась схема нагружения. Для передачи нагрузки с запланированным эксцентриситетом $e_0 = 5$ см грузовая площадка принималась размером 20×20 см и смещалась относительно осей симметрии на 5 см. При внецентренном нагружении характер образования трещин не изменился, как показано на рис. 2.10. Первые трещины (Т-1) появились при нагрузке, которая в 1,4 раза меньше усилия образования подобной трещины в образце РК-1. Их развитие по высоте ростверка наблюдалось и при дальнейшем увеличении нагрузки. При

$P = (0,67-0,75) P_{\text{разр}}$ появились наклонные трещины у средних опор. Трещины в поперечном направлении в растянутой зоне в этом образце отсутствовали. При $P > 0,67 P_{\text{разр}}$ рост трещин наблюдался как в направлении от нижнего штампа к верхнему, так и наоборот.

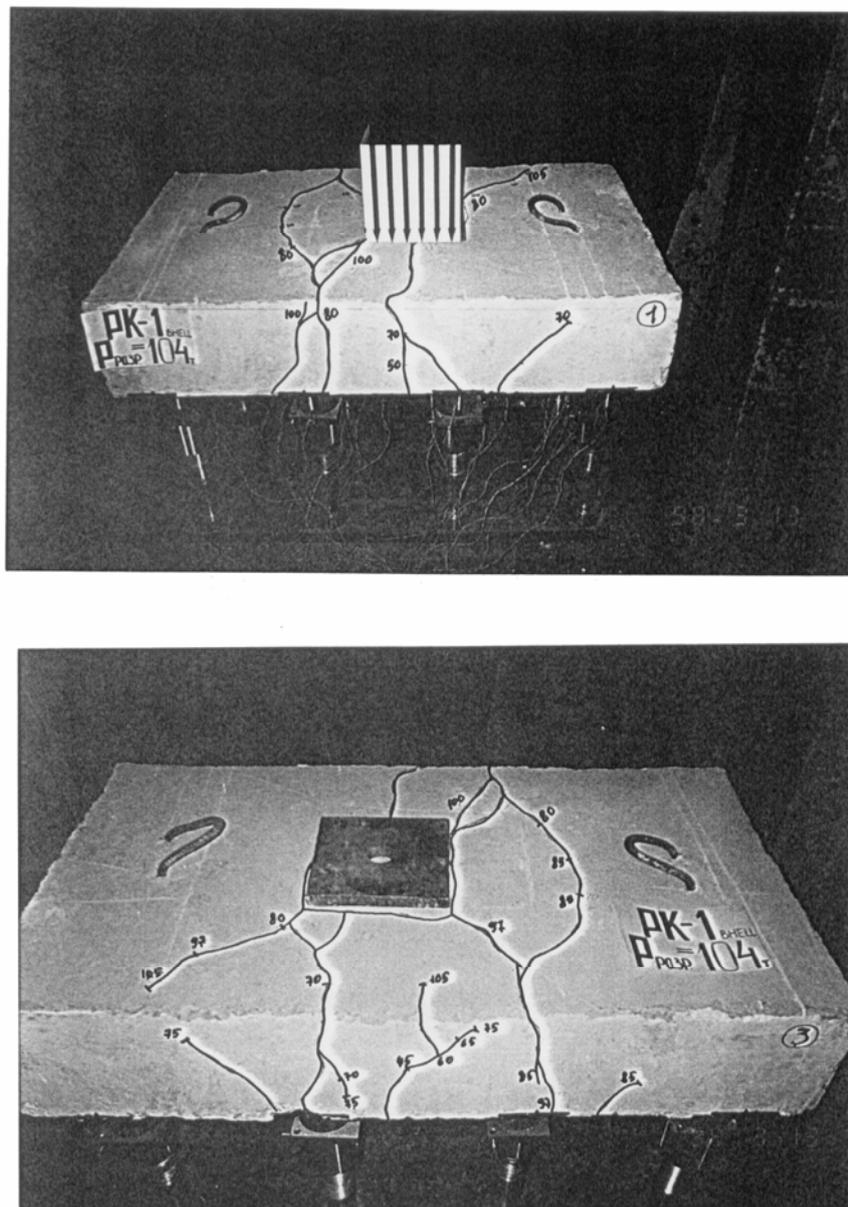


Рис. 2.10. Характер трещинообразования и вид разрушения образца РК-1в

Схема разрушения РК-1 и РК-1в

Разрушение произошло по сжатой зоне бетона. Образовавшиеся первыми трещины типа Т-1 дальнейшего развития при росте нагрузки не получали. Наиболее опасными стали наклонные трещины, которые образовались у средних опор. Изменение схемы приложения нагрузки привело к более раннему развитию трещин в наиболее нагруженной части ростверка, т.е. со стороны действия эксцентриситета. Отсутствие трещин у крайних опор характеризует малонагруженные участки ростверка.

2.2.2. Образование и развитие трещин в восьмисвайном ростверке при разрушении по растянутой зоне. Схема разрушения

Разрушение по растянутой зоне также планировалось программой экспериментальных исследований путем снижения количества арматуры.

При исследовании растянутой зоны бетона испытано два образца: РК-2 армированный сеткой, и РК-5 с концентрированным армированием. Арматура концентрировалась над опорными площадками-сваями. Процент армирования в данных образцах одинаков.

В образце РК-2 первыми образовались нормальные трещины по продольной стороне (Т-1) в пролетах при $P=0,52 P_{\text{разр}}$ (рис. 2.11). С дальнейшим увеличением нагрузки эти трещины развивались слабо. Одновременно с ними появились наклонные трещины Т-4, исходящие от средних опор по направлению к крайним. При нагрузке, близкой к разрушающей, появилась трещина Т-2 в середине пролета в поперечном направлении. На подошве ростверка наблюдалась серия трещин вдоль арматурных стержней, расположенных в средней части конструкции. В зоне наиболее удаленных свай трещины отсутствуют (рис. 2.13).

Характер трещинообразования РК-5 и РК-2 во многом схож. Особенностью является то, что все трещины появились почти одновременно. Образец РК-5 оказался прочнее в 1,17 раза по сравнению с РК-2, армированным сеткой (рис. 2.12–2.13).

Схема разрушения РК-2, РК-5

Разрушение образцов произошло по растянутой зоне при активном развитии трещин на подошве ростверков в среднем пролете. Наклонные трещины образовывались с внешней стороны средних опор и развивались по высоте ростверка в сторону крайних. Концентрация арматуры не повлияла на процесс трещинообразования, но способствовала увеличению прочности образца.

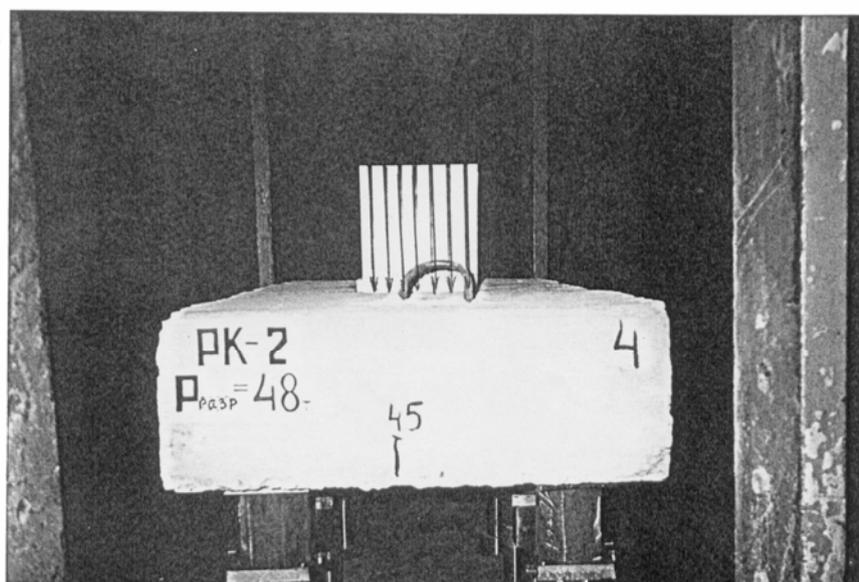
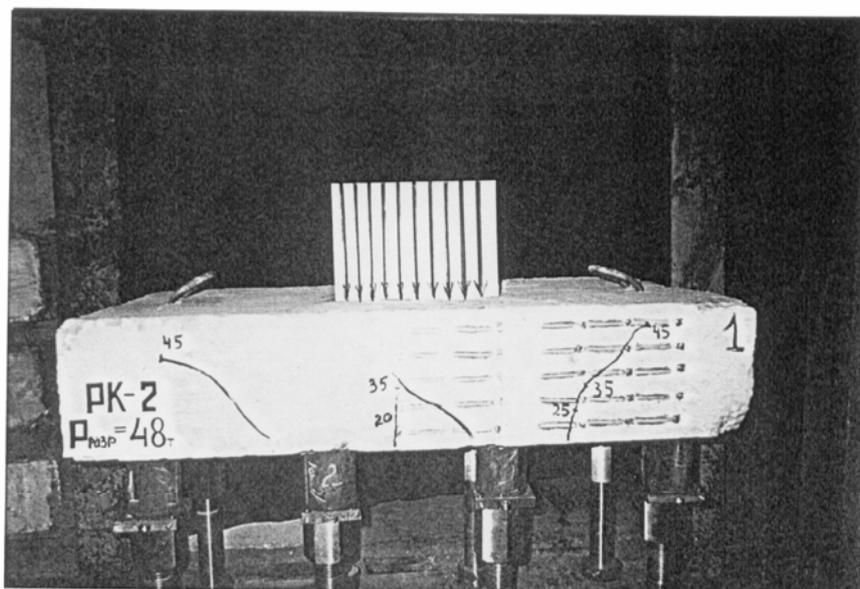


Рис. 2.11. Характер трещинообразования и вид разрушения образца РК-2

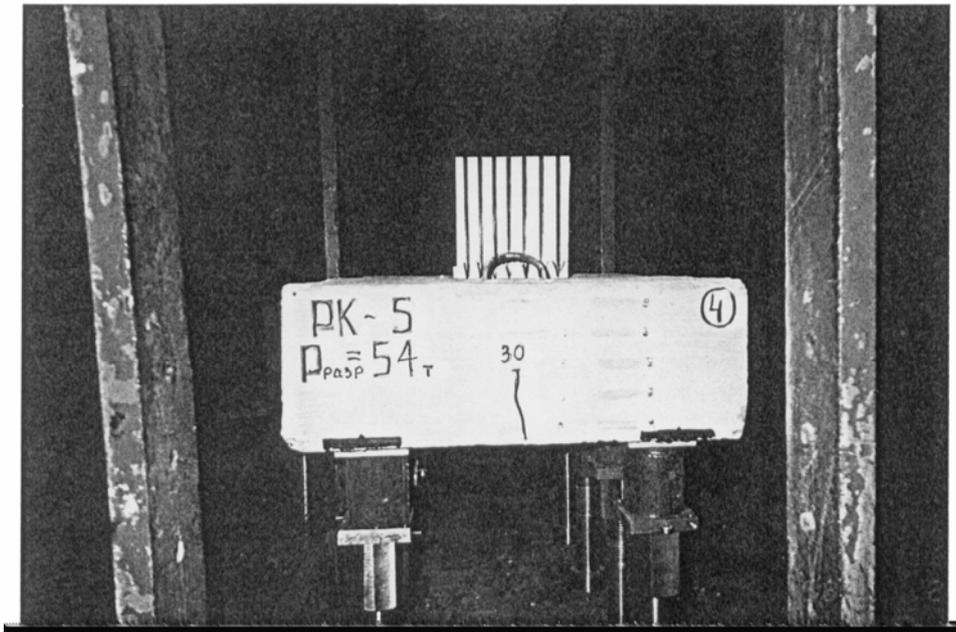
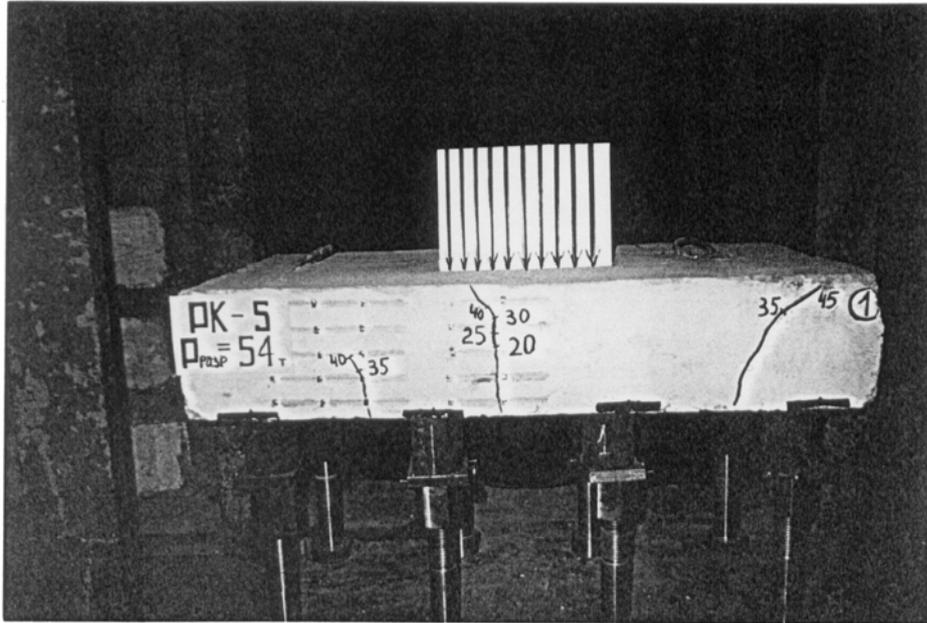


Рис. 2.12. Характер трещинообразования и вид разрушения образца РК-5

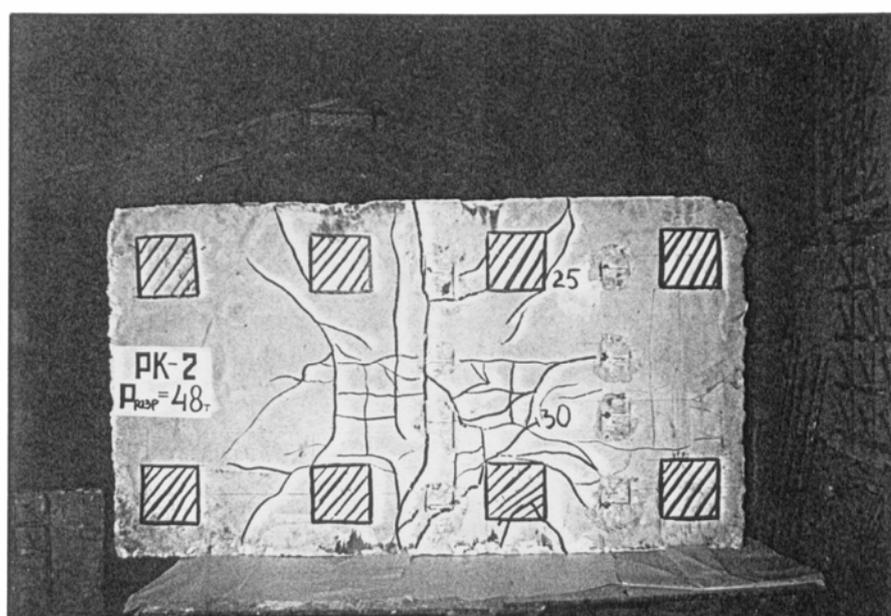
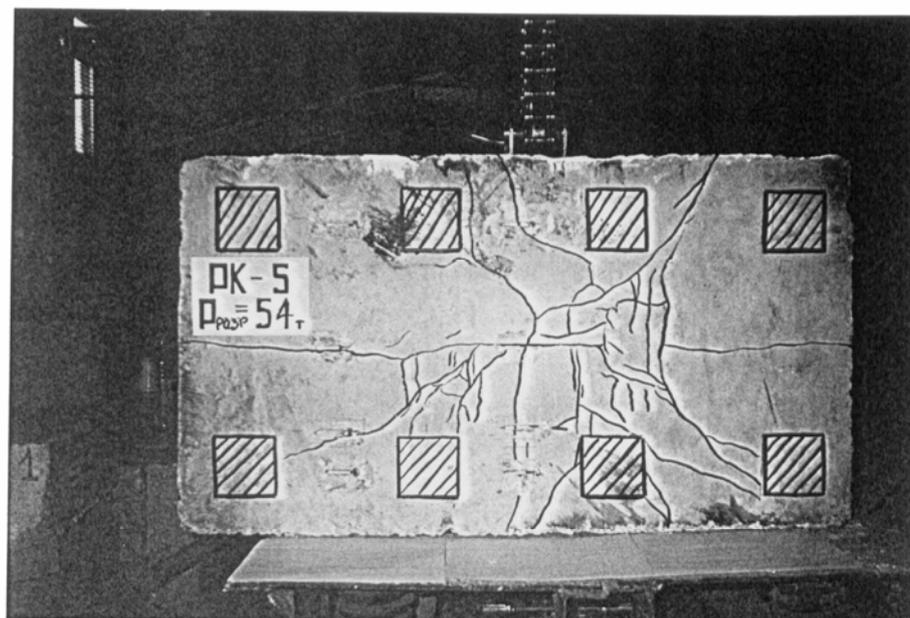


Рис. 2.13. Характер образования трещин на подошве образцов ростверков РК-5, РК-2

2.2.3. Образование и развитие трещин в шестисвайном ростверке при разрушении по сжатой зоне. Схема разрушения

Был испытан ростверк марки РК-3 (рис.2.14). Первыми образовались наклонные трещины у крайних опор (Т-3) при нагрузке $0,3-0,35$ от $P_{разр}$. Характерным является то, что трещины появлялись в средней части по высоте ростверка, а затем развивались вверх и вниз между грузовой и опорной площадками. Появление данных наклонных трещин можно

объяснить началом разрушения бетона в этих зонах. При небольшой ширине раскрытия трещины Т-3 оказались критическими для шестисвайного ростверка. По сравнению с восьмисвайным ростверком есть некоторые отличительные особенности. Одна из них состоит в том, что в шестисвайном ростверке отсутствуют трещины у средних опор.

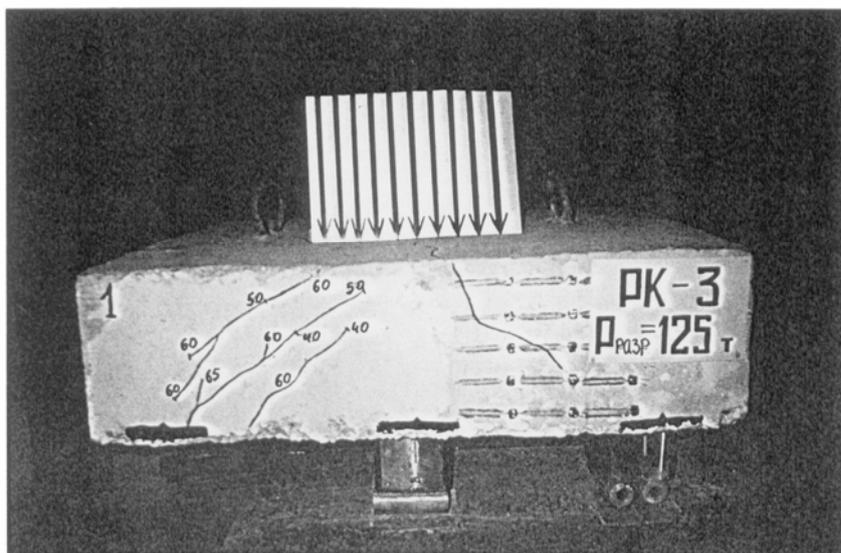


Рис. 2.14. Характер трещинообразования и вид разрушения образца РК-3

Схема разрушения РК-3

Разрушение образца произошло по сжатой зоне. При этом на поверхности образовались трещины, выделяющие сжатую зону и расположенные внутри этой зоны.

2.2.4. Образование и развитие трещин в шестисвайном ростверке при разрушении по растянутой зоне. Схема разрушения

Был испытан ростверк марки РК-6. Первыми образовались трещины над средними опорами при $P = 0,5 P_{\text{разр}}$. Их рост наблюдался до нагрузки, равной $0,87 P_{\text{разр}}$. При $P = 0,62 P_{\text{разр}}$ появились трещины в пролетах Т-1 и Т-2 в продольном и поперечном направлениях (рис. 2.15–2.16). С дальнейшим увеличением нагрузки трещины Т-1 продолжали развиваться и явились критическими для данного образца. К моменту разрушения трещина Т-1 разделила образец на две части. На подошве ростверка можно наблюдать серию трещин возле средних опор, что объясняется наибольшими напряжениями в данной зоне.

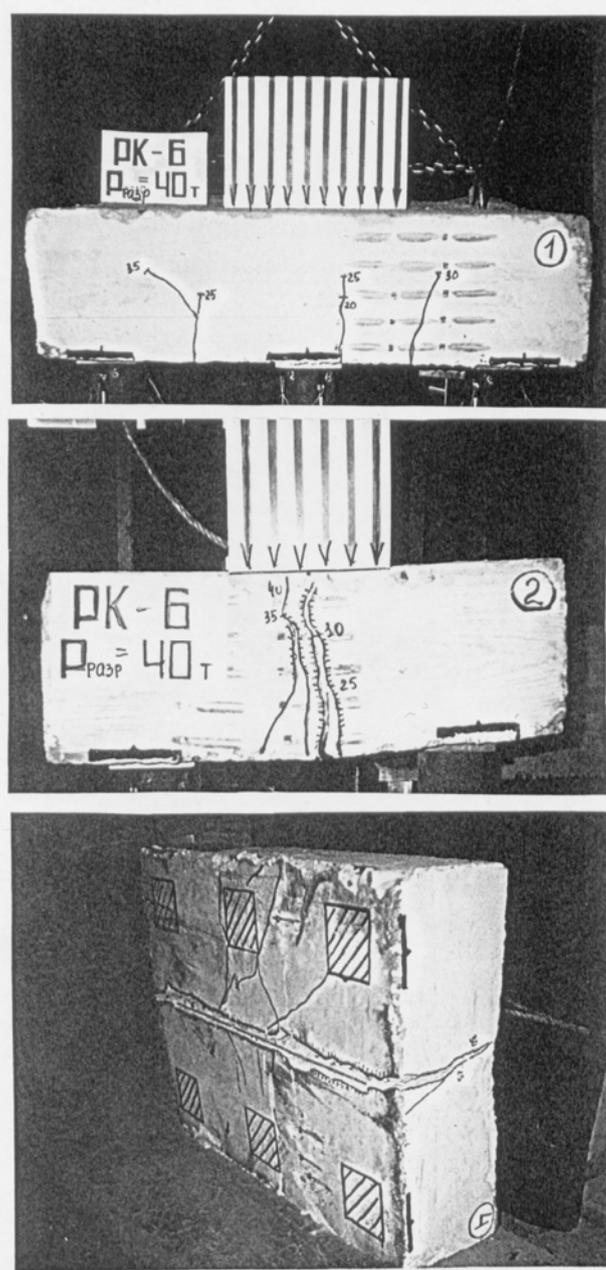


Рис. 2.15. Трещинообразование и схема разрушения образца РК-6

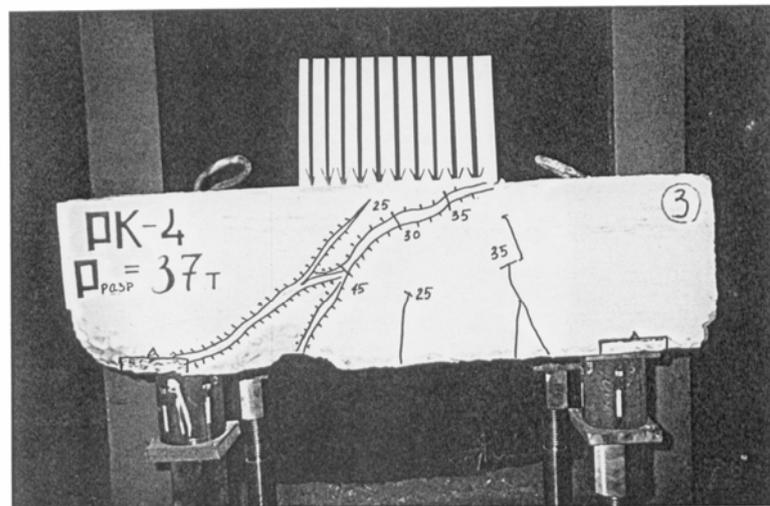
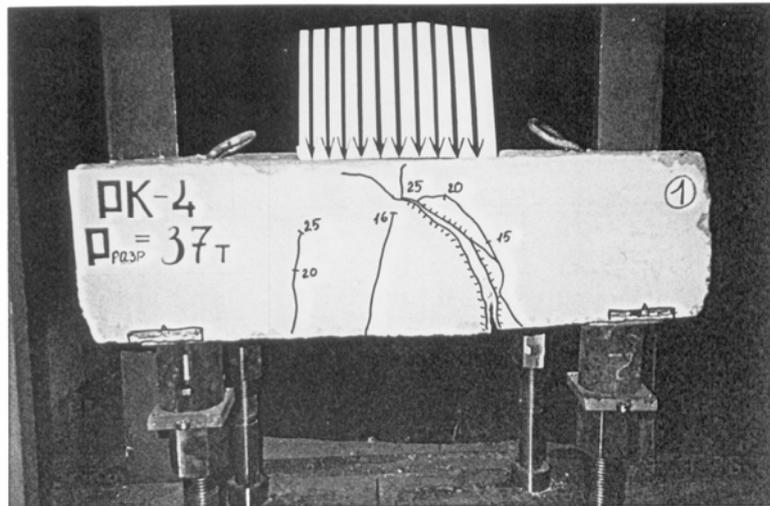


Рис. 2.16. Трещинообразование и схема разрушения образца РК-4

Схема разрушения РК-6

Разрушение образца произошло по растянутой зоне при активном росте и раскрытии нормальных трещин Т-1 в поперечном направлении.

2.2.5. Образование и развитие трещин в ростверках при перемещении опор и выключении из работы ростверков некоторых свай.

Схема разрушения

Для исследования работы ростверков при перемещении свай-опор испытан образец РК-4. Образец армирован сеткой с минимальным количеством арматуры, две сваи в поперечном ряду были ниже других двух свай на 10 мм. Первые трещины типа Т-1 появились в пролете между двумя опорами, не имеющими перемещений, и трещины от этих же опор по продольной стороне (рис. 2.17–2.18). При этом нагрузка составляла $0,4P_{\text{разр}}$. С ростом нагрузки наклонные трещины получали дальнейшее раз-

витие и ширина раскрытия их увеличивалась. Характерно, что наклонные трещины, образованные от опор, не имеющих перемещений, стали критическими.

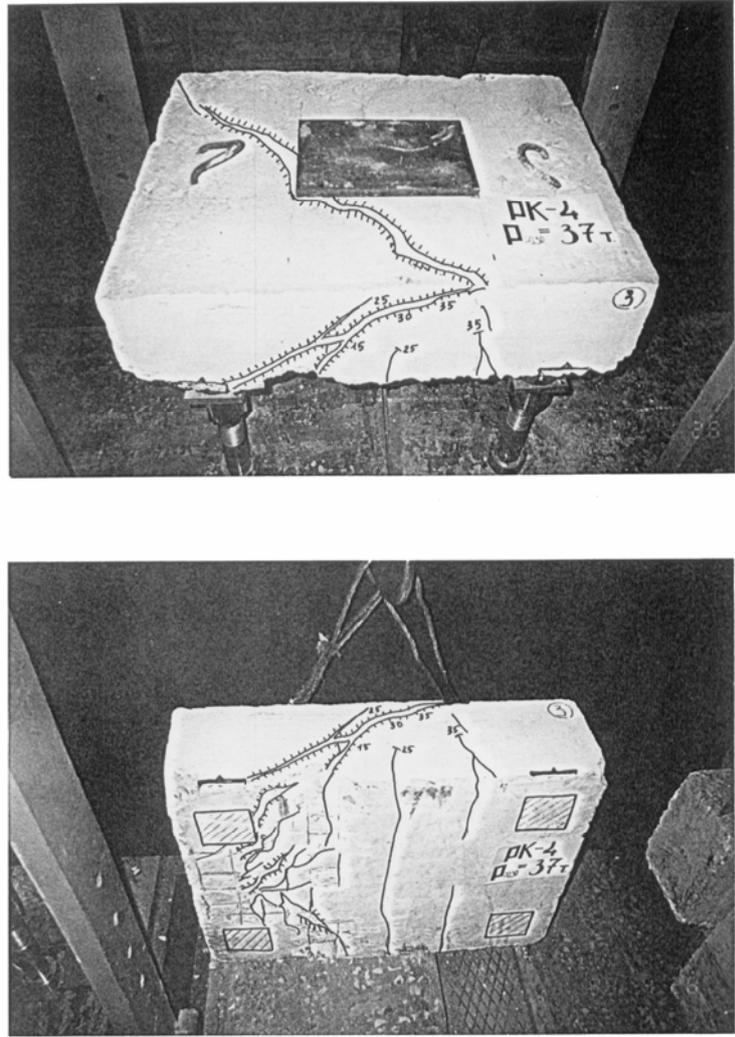


Рис.2.17. Трещинообразование и схема разрушения образца РК-4

Схема разрушения РК-4

Разрушение образца произошло одновременно по сжатой и растянутой зонам. При этом активно развивались нормальные и наклонные трещины в продольном и поперечном направлениях на боковых поверхностях ростверка, а также трещины на подошве ростверка у тех опор, которые не перемещались вниз.

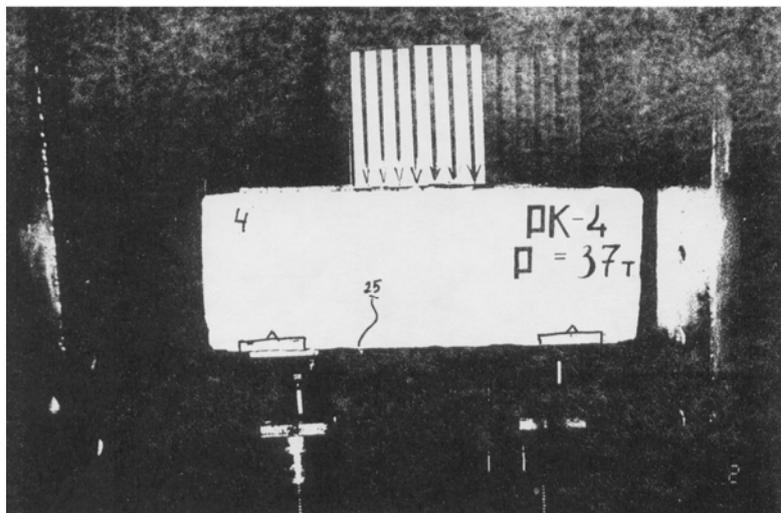
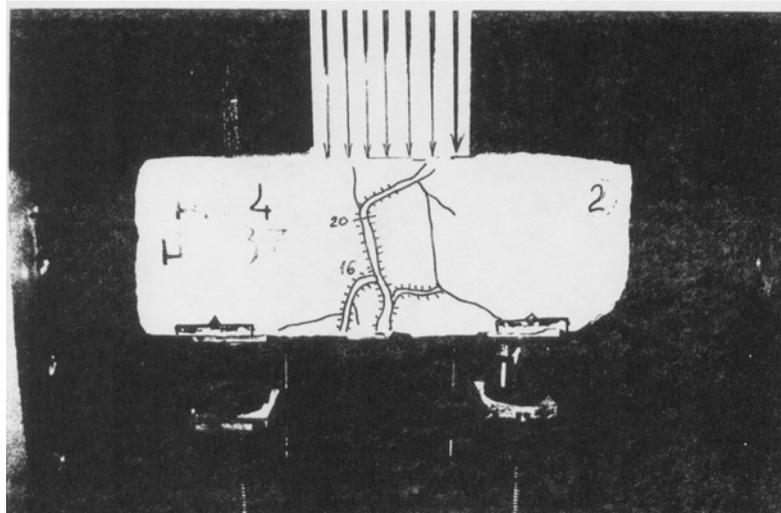


Рис. 2.18. Трещинообразование и схема разрушения образца РК-4

Для исследования работы ростверка при выключении из работы некоторых свай был испытан образец РК-7. Образец сильно армирован, испытан на двух средних опорах. Первые трещины появились при $P = 0,5P_{\text{разр}}$. Они образовывались в верхней части ростверка и ориентировались на опоры (рис. 2.19, 2.20). С дальнейшим ростом нагрузки не было отмечено появления новых трещин. В это время увеличивалась ширина раскрытия ранее образованных трещин.

Схема разрушения РК-7

Разрушение произошло по сжатой зоне бетона. Следует отметить появление трещин от местного действия нагрузки у внутренней грани свай. Они соответствуют зонам наибольших сжимающих напряжений.

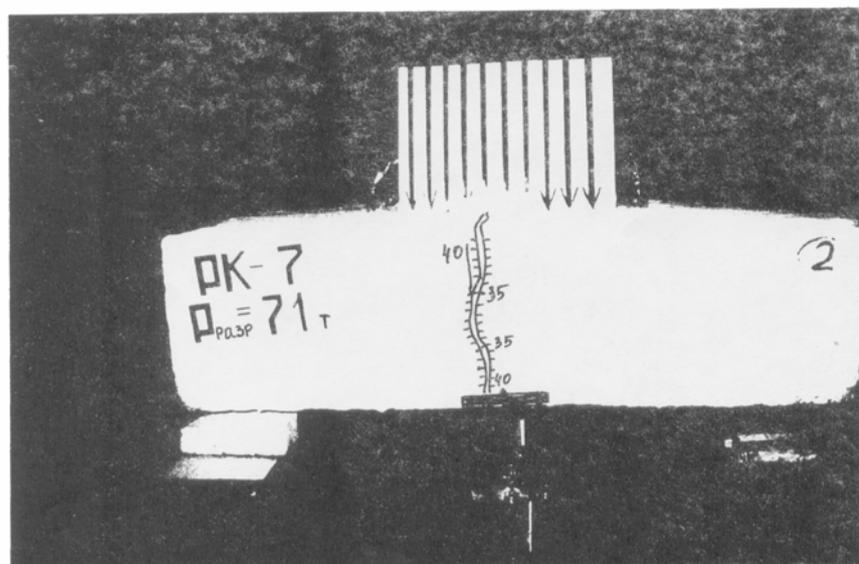
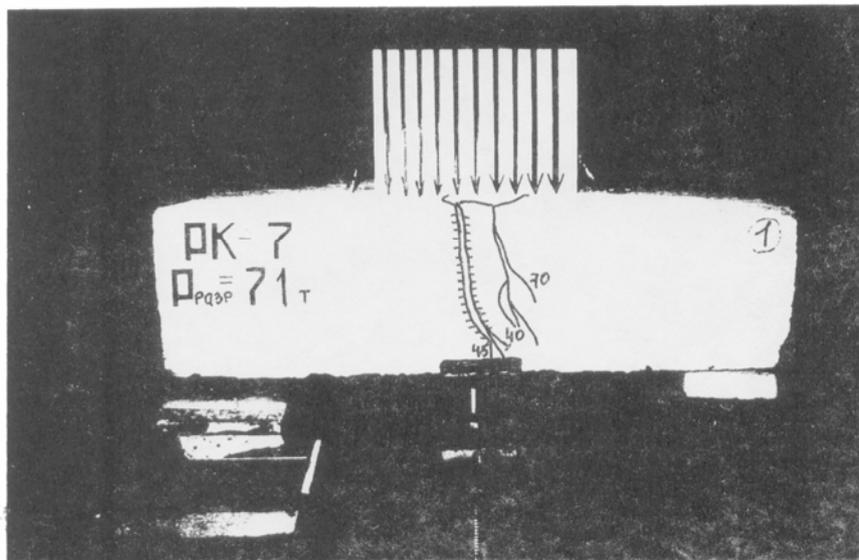


Рис. 2.19. Трещинообразование и схема разрушения образца РК-7

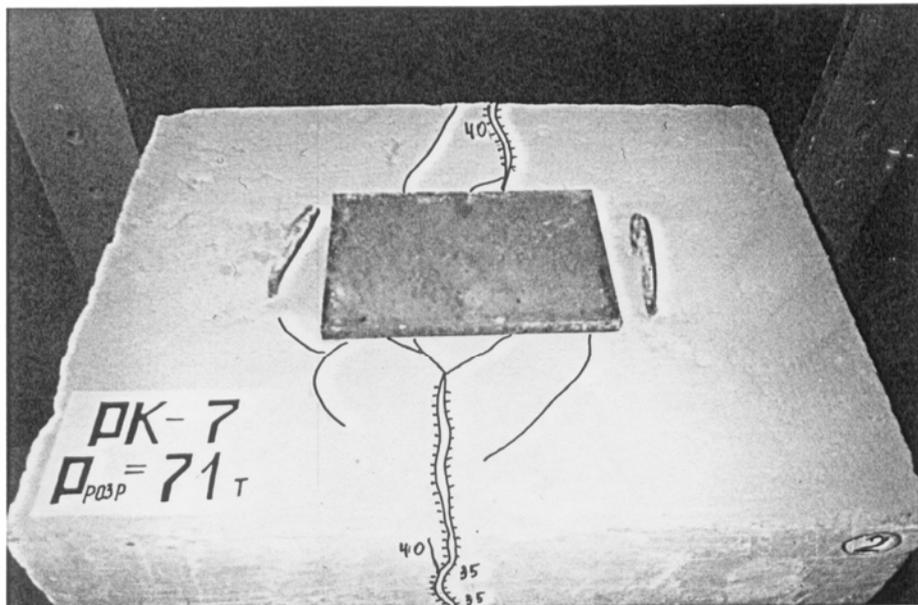


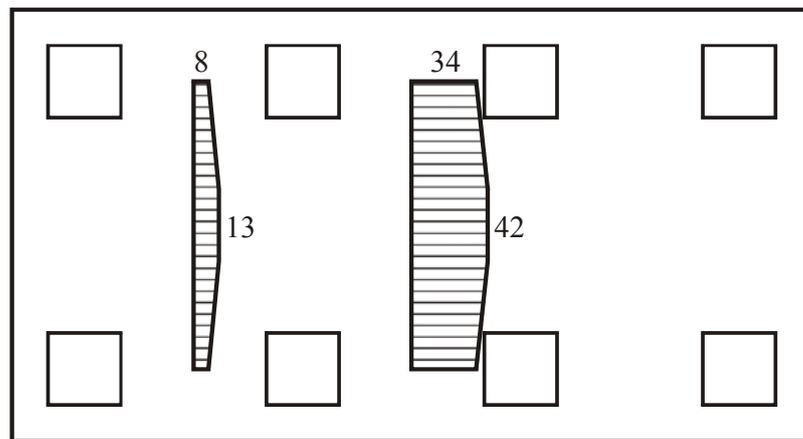
Рис. 2.20. Трещинообразование и схема разрушения образца РК-7

2.2.6. Оценка напряженно-деформированного состояния ростверков

Оценка напряженно-деформированного состояния ростверков произведена на основе характера образования и развития трещин в ростверках по показаниям тензодатчиков, расположенных на бетоне и арматуре исследуемых конструкций, а также на основе показаний индикаторов часового типа и тензодатчиков, измеряющих деформации сжатия над сваей-стойкой. Сделан вывод, что при изменении схемы и процента армирования характер напряженно-деформированного состояния ростверков не меняется.

Рассмотрим характер распределения растягивающих деформаций в нижней части ростверка, основанном на показаниях тензодатчиков, расположенных на арматуре. На рис. 2.21 показано распределение растягивающих деформаций в образце РК-1. В средней части ростверка арматура испытывала наибольшие растягивающие напряжения. До образования трещин (рис. 2.21,а) растягивающие деформации в средних стержнях продольной арматуры больше, чем в крайних стержнях. После образования трещин ($P=0,6 P_{разр}$) произошло перераспределение усилий в арматуре (рис. 2.21,б). Деформации в средних продольных стержнях стали близки по значению. Деформации арматуры в среднем пролете над опорами остались по-прежнему больше деформаций арматуры в крайнем пролете.

а $F=50 \text{ т}$



б $F=110 \text{ т}$

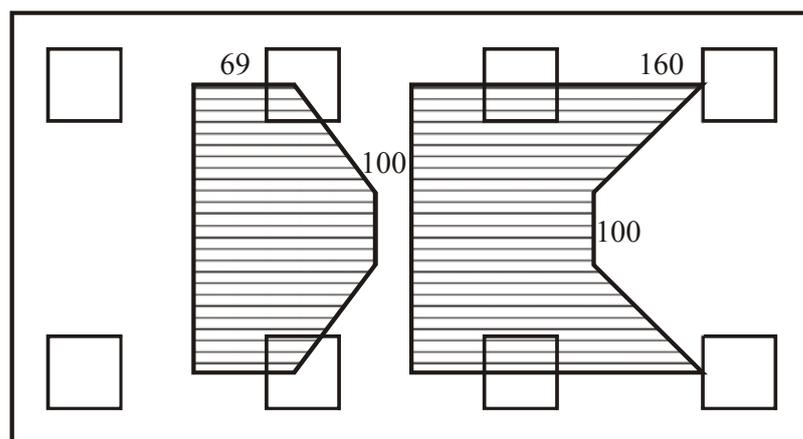


Рис. 2.21. Эпюры распределения деформаций удлинения в арматуре по показаниям тензодатчиков (РК-1)

Во время испытаний были измерены деформации сжатия над опорами (рис. 2.22, 2.23). Величина деформации менялась в зависимости от схемы армирования и состояния конструкции (до и после образования трещин).

На примере восьмисвайных ростверков (см. рис. 2.22) отметим следующее:

1. В целом, деформации над опорами в восьмисвайном ростверке при $\mu_s = \max$ меньше, чем в том же ростверке при $\mu_s = \min$.

2. Если сравнивать два варианта с $\mu_s = \min$ (варианты 2 и 3), то можно сказать, что концентрация арматуры привела к более равномерному распределению нагрузки между крайними и средними опорами и к меньшим деформациям опор в целом.

3. После образования трещин наблюдался замедленный рост деформаций и их перераспределение.

4. Перераспределение усилий после образования трещин происходило следующим образом: В местах, находящихся ближе к колонне, деформации росли быстрее, чем в удаленных точках. Более того, в удаленных точках часто наблюдалось уменьшение деформаций после образования трещин.

5. Эксперимент показал, что напряжения над средними опорами больше, чем над крайними, в 2–4 раза, в зависимости от схемы и процента армирования. Над каждой опорой образуется зона сжимающих напряжений. Интенсивность напряжений зависит от места расположения сваи. Площадь сжатой зоны зависит не только от размеров поперечного сечения сваи, но и от армирования (рис. 2.24). С ростом процента армирования увеличивается площадь сжатой зоны и уменьшаются напряжения над опорой.

6. Распределение сжимающих напряжений по поперечному сечению сваи также происходило неравномерно (рис. 2.25). Наибольшие значения напряжений наблюдались в угловой зоне у той грани сваи-опоры, которая ближе к нагрузке.

Итак, сделан вывод, что наибольшие сжимающие напряжения наблюдались над средними опорами. Растягивающие напряжения также распределялись неравномерно, они максимально концентрировались между средними опорами. Характер разрушения восьмисвайных ростверков по сжатой зоне (РК-1, РК-1в) и растянутой зоне (РК-2, РК-5) визуально подтверждает эти выводы. Характер разрушения шестисвайных ростверков также в полной мере соответствует описанному напряженно-деформированному состоянию. Отсутствие трещин у средних опор объясняется следующим образом. На формирование сжатых подкосов оказывают влияние размеры поперечных сечений нижних опорных и верхних грузовых площадок. Прочность сжатых подкосов у средних опор оказалась выше за счет большей площади их поперечного сечения. Здесь можно отметить существенное влияние размеров поперечного сечения грузовой площадки и большой угол наклона сжатой бетонной полосы.

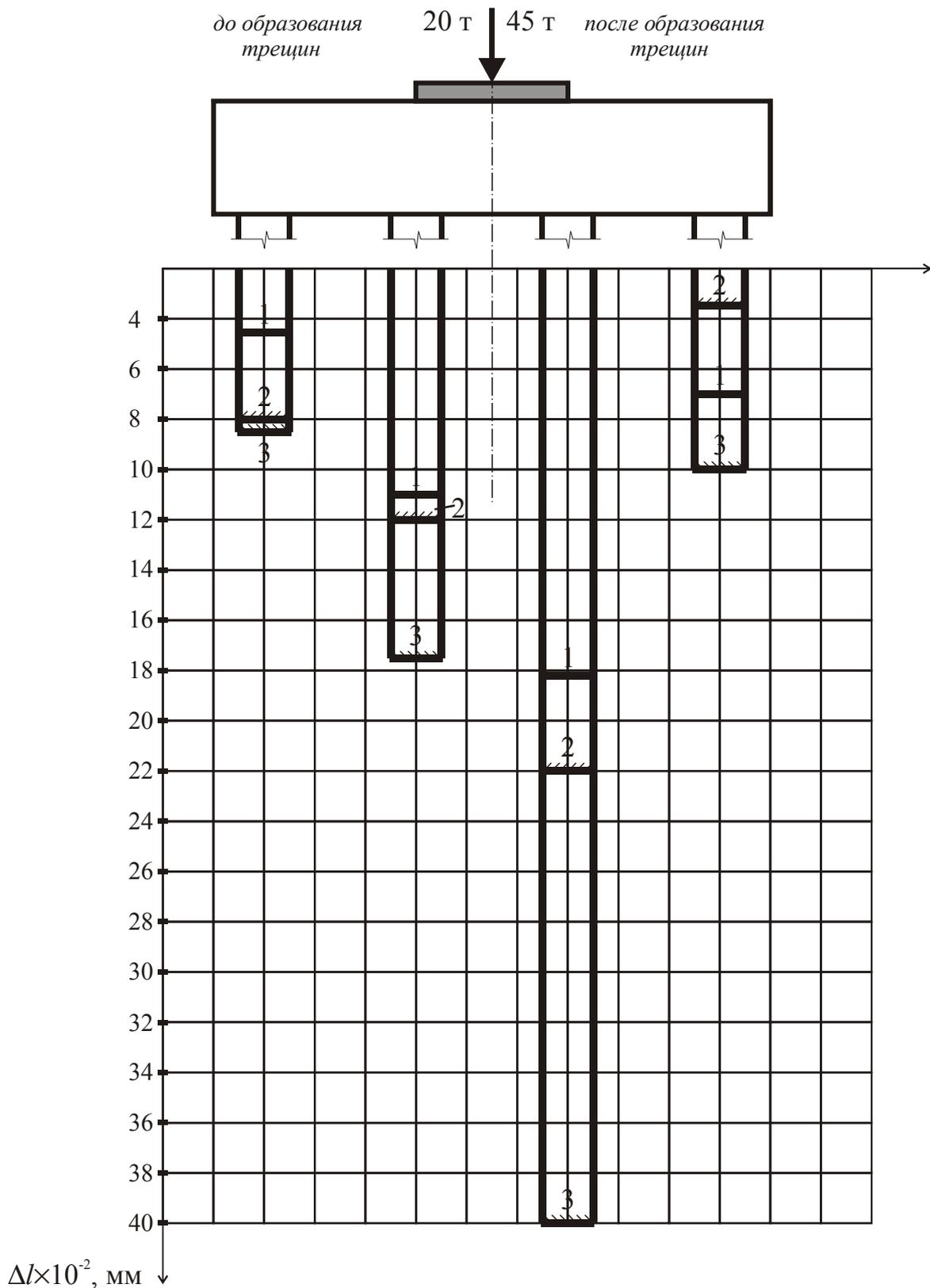


Рис. 2.22. Усредненные деформации сжатия над сваями-опорами в восьмисвайном ростверке в зависимости от типа армирования 1; 2; 3: 1 – РК-1 ($\mu_{s,\max}=1,2\%$); 2 – РК-5 ($\mu_{s,\min}=0,18\%$) – концентрированное армирование; 3 – РК-2 ($\mu_{s,\min}=0,18\%$) – сетка

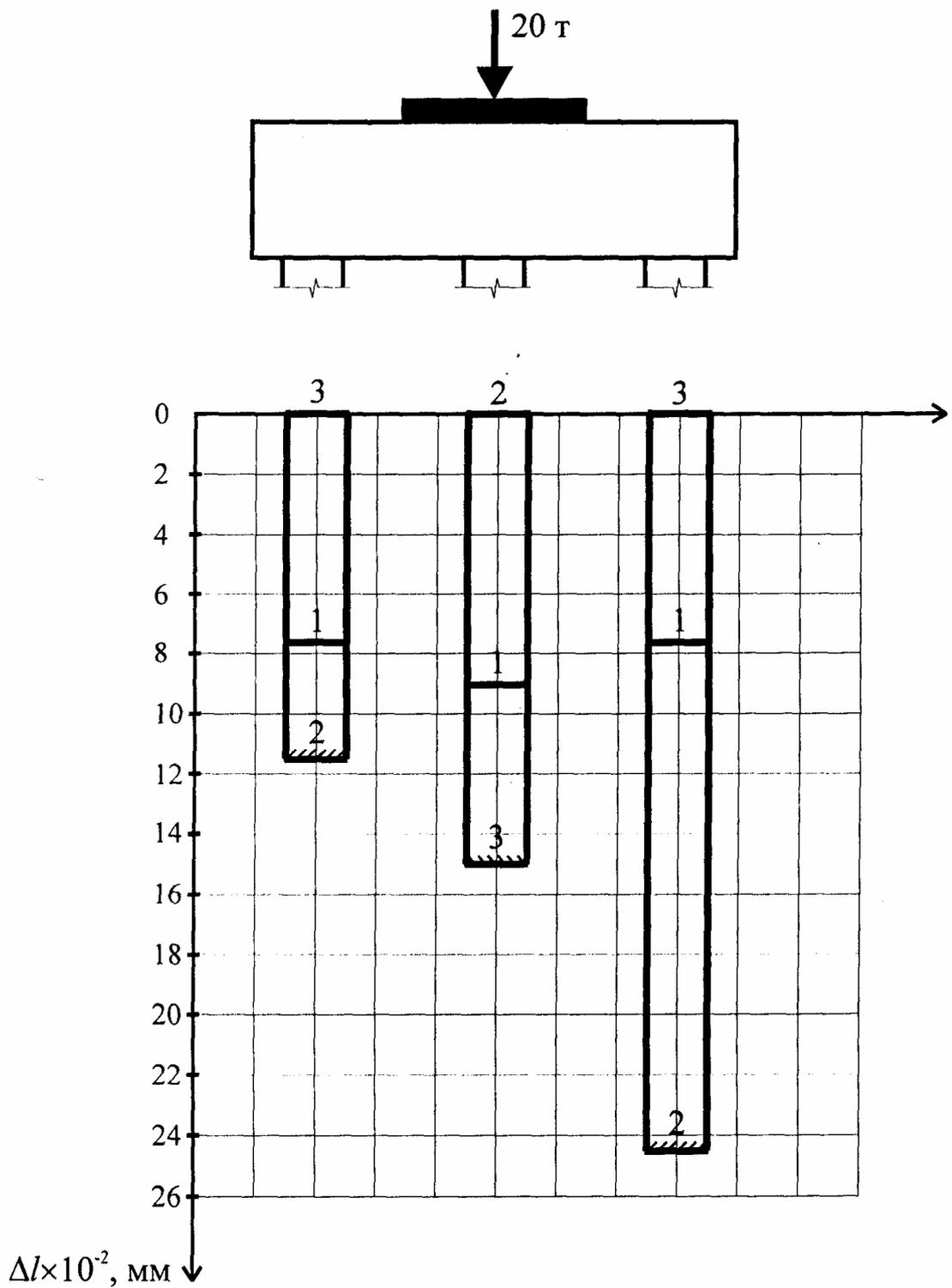
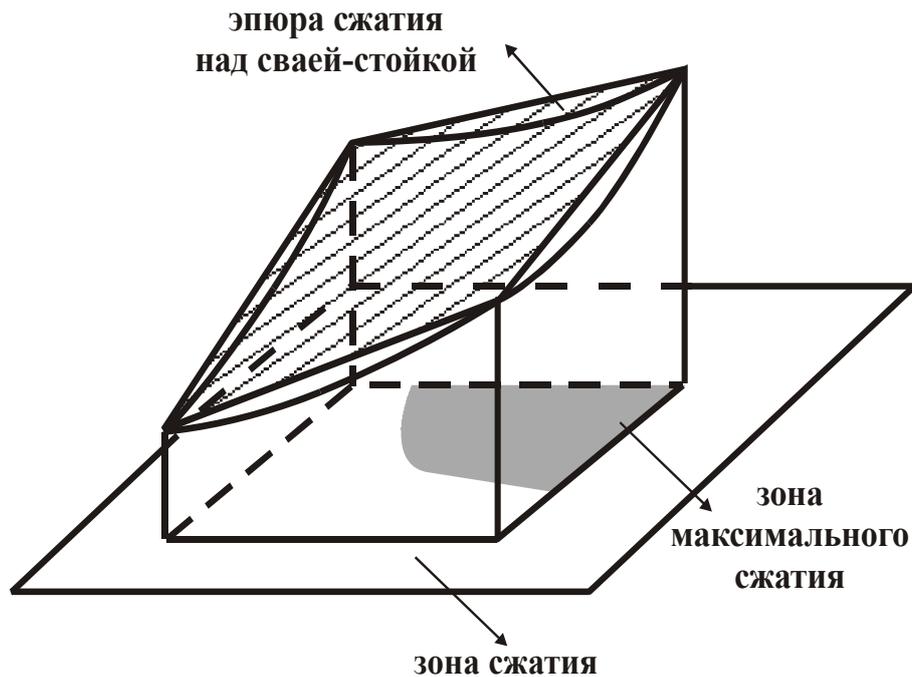


Рис. 2.23. Усредненные деформации сжатия над сваями-опорами в шестисвайном ростверке в зависимости от типа армирования и количества свай, участвовавших в работе:
 1 – РК-3 ($\mu_{s,max}=1,6\%$, $n=6$); 2 – РК-4 ($\mu_{s,min}=0,18\%$, $n=6$, $\Delta=10$ мм) – сетка;
 3 – РК-7 ($\mu_{s,min}=0,18\%$, $n=2$)

а



б

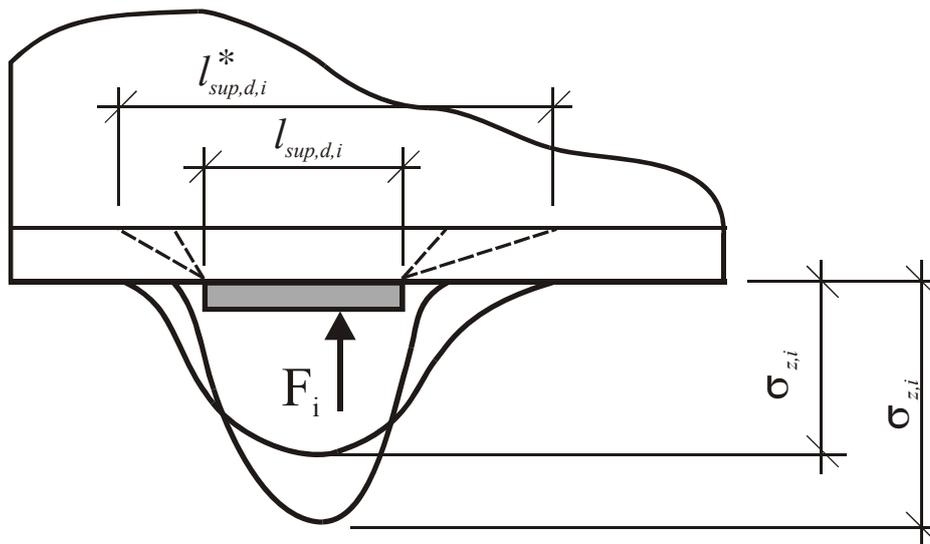


Рис. 2.24. Эпюры и зоны сжатия над сваей-опорой:
 а – распределение сжимающих напряжений над сваей-опорой;
 б – формирование площади сжатой зоны над сваей-опорой в зависимости от вида армирования

2.2.7. Классификация трещин

Полученные сведения о характере образования и развития трещин позволяют произвести их классификацию и выделить две группы. Первая группа включает нормальные трещины, образованные в растянутой зоне, т.е. у нижней грани ростверка. Вторая группа объединяет наклонные трещины, развивающиеся от опор или по направлению к ним. Классификация трещин произведена на основе предыдущих исследований [27, 36].

Трещины первой группы включают два вида трещин Т-нР и Т-Р, образованные соответственно в продольном и поперечном направлениях. Как правило, они появляются первыми и при большом проценте армирования развиваются слабо. Для ростверков с малым процентом армирования эти трещины являются разрушающими (рис. 2.25).

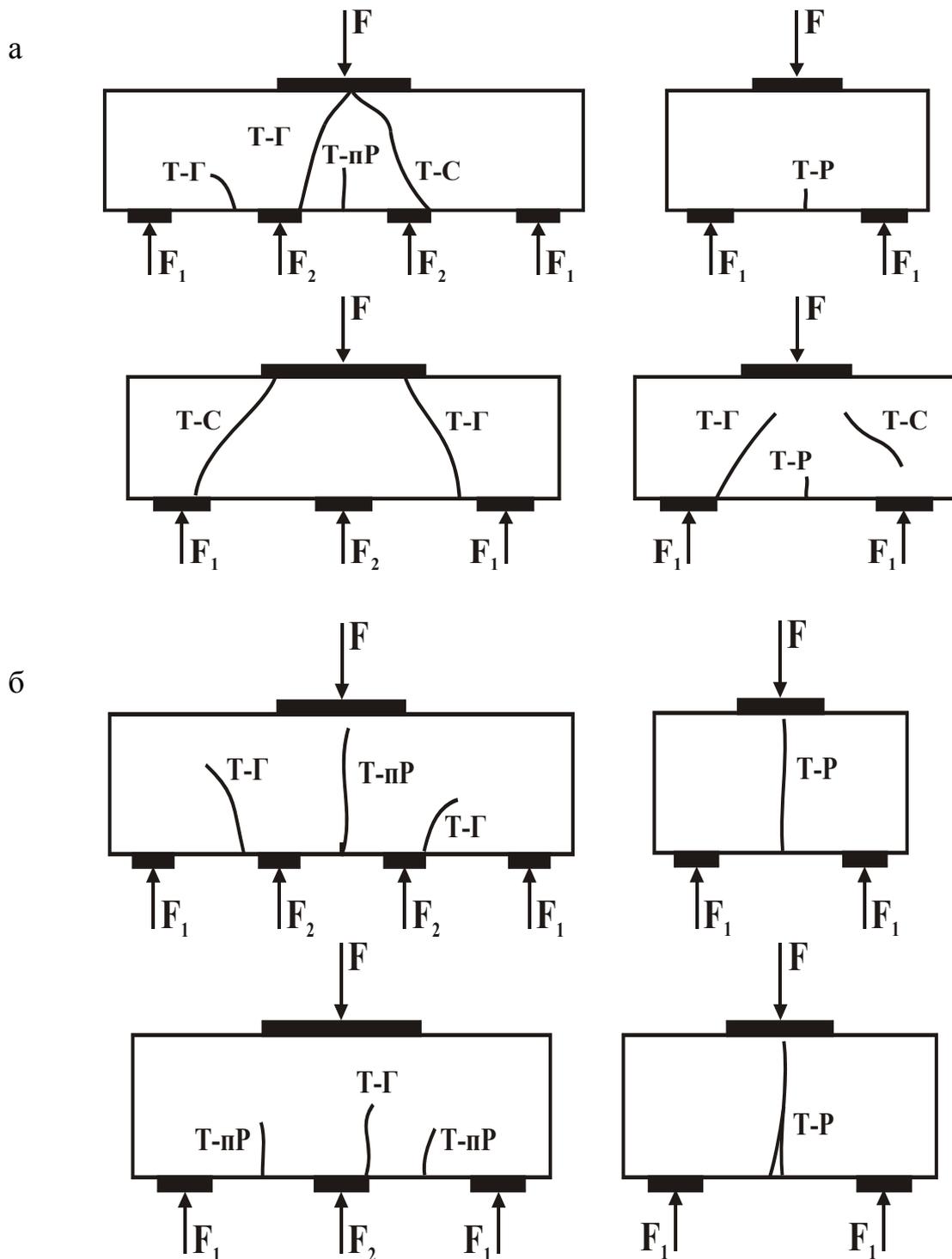


Рис. 2.25. Классификация трещин. Схемы разрушения для шести- и восьмисвайных ростверков: а – по сжатой зоне; б – по растянутой зоне

Трещины второй группы. Первый вид – наклонные трещины Т-Г. Они выделяют наклонные сжатые полосы бетона. При большем проценте армирования развиваются от внутренней грани сваи-опоры до колонны. С ростом нагрузки их ширина раскрытия увеличивается и трещины становятся критическими. При небольшом проценте армирования трещины Т-Г развиваются от наиболее нагруженных свай, находящихся возле колонны, и почти достигают верхней грани ростверка над крайними опорами. При этом они не являются разрушающими, а отделяют сильно нагруженную часть ростверка под колонной от малонагруженной возле крайних свай. Второй вид – трещины Т-С, которые располагаются внутри сжатых потоков, находящихся между грузовыми и опорными площадками (см. рис. 2.25).

Трещинообразование при многорядном расположении свай имеет отличия от трещинообразования других ростверковых конструкций. Пространственное расположение сжатой полосы бетона существенно влияет на время появления трещин на поверхности ростверка. Этим можно объяснить отсутствие трещин на боковых гранях ростверка несмотря на рост внешней нагрузки. Очевидно, физическая работа ростверка по мере увеличения нагрузки сопровождается накоплением микротрещин в наклонной сжатой полосе, расположенной между колонной и опорой-сваей. При образовании микротрещин увеличивается объем сжатой полосы, и в момент её разрушения описанные выше трещины появляются на боковых поверхностях ростверка. При этом разрушающая сила увеличивается примерно на 15 %. Рост разрушающей нагрузки после возникновения предельного состояния в сжатых полосах бетона можно назвать эффектом пространственной работы ростверков.

2.2.8. Классификация схем разрушения

В результате экспериментальных исследований получены три схемы разрушения.

Разрушение по сжатой зоне. Признаком разрушения является развитие наклонных трещин в бетоне между грузовой и опорными площадками (РК-1, РК-1в, РК-3, РК-7). Раздробление бетонных полос, т.е. присутствие серии наклонных трещин подтверждается визуально в связи с пространственной ориентацией сжатых участков относительно оси колонны.

Разрушение по растянутой зоне. Признаком разрушения является активное развитие трещин между сваями-опорами и на подошве ростверка. При этом происходит разделение ростверка сквозными вертикальными трещинами (РК-2, РК-5, РК-6).

Смешанное разрушение, т.е. разрушение ростверков по сжатой и растянутой зонам одновременно. Признаком разрушения является активное развитие трещин над сваями-опорами и в пролете между ними (РК-4).

2.2.9. Оценка влияния основных факторов на работу ростверков

Изменение количества свай

На основе физического эксперимента были построены зависимости изменения разрушающей силы при изменении числа опор. Для сопоставления использовались ростверки с количеством опор 4, 6 и 8, разрушенные по сжатой зоне бетона. Зависимость, представленная на рис. 2.26, отражает прочность ростверка в целом. При увеличении количества опор с 4-х до 6 прочность возрастает в 1,6 раза. С увеличением числа опор от шести до восьми прочность возрастает лишь на 2,5 % (в 1,025 раза), т.е. практически не изменяется.

Выявлено, что нагрузка в многорядных свайных ростверках распределяется между сваями неравномерно. Это привело к тому, что средняя нагрузка на сваю при увеличении числа опор с шести до восьми снижается в 1,3 раза (рис. 2.27). Таким образом, в шестисвайных ростверках сваи используются наиболее эффективно.

Исследованные схемы расположения свай можно разделить на две группы. Схемы расположения свай, при которых горизонтальные оси колонны не совпадают с поперечными, либо продольными осями свай, т.е. ростверки с числом свай 4 и 8, – отнесены к первой группе, при совпадении указанных осей для одного ряда свай, т.е. ростверки с числом свай 6 и 12 – ко второй группе. Исследования показали, что наиболее эффективной является вторая группа схем расположения свай. При увеличении числа свай происходит переход от более эффективной схемы расположения свай к менее эффективной таким образом, что разрушающая сила при этом не изменяется.

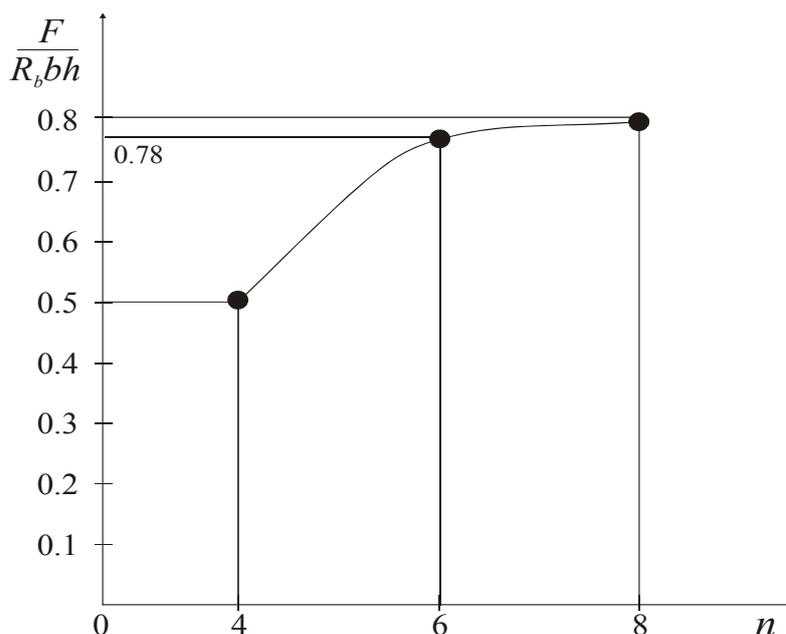


Рис. 2.26. Влияние числа опор на прочность ростверков

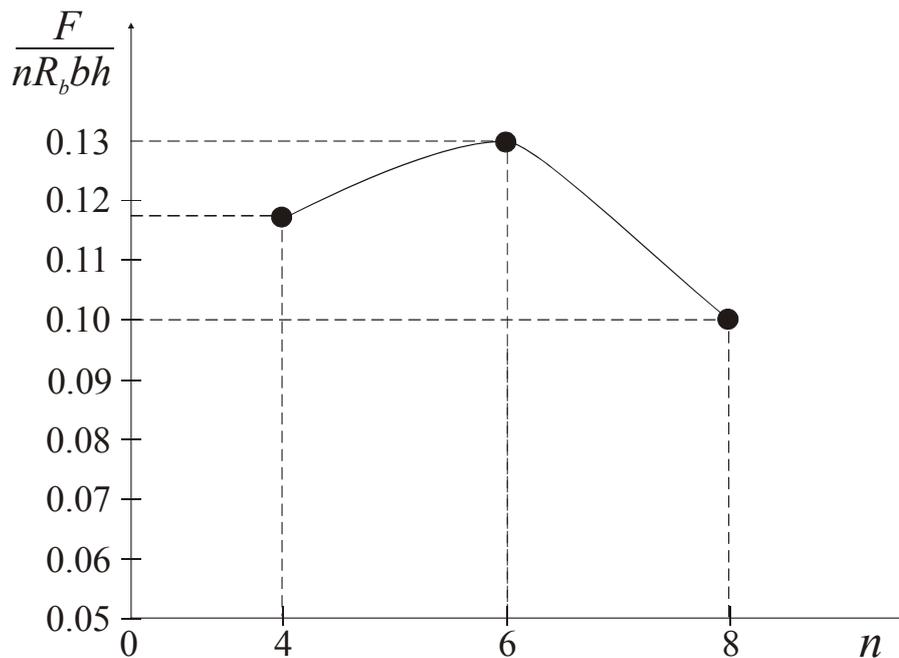


Рис. 2.27. Зависимость средней нагрузки на сваю от схемы расположения свай

Внецентренное приложение нагрузки

Передача нагрузки осуществлялась с эксцентриситетом $e_0 = 5$ см. Несимметричное нагружение ростверка и уменьшение размеров грузовой площадки привели к несимметричной схеме разрушения и уменьшению прочности ростверка. Исследуемые образцы РК-1 и РК-1в показали разницу разрушающей силы в 1,33 раза (рис. 2.28).

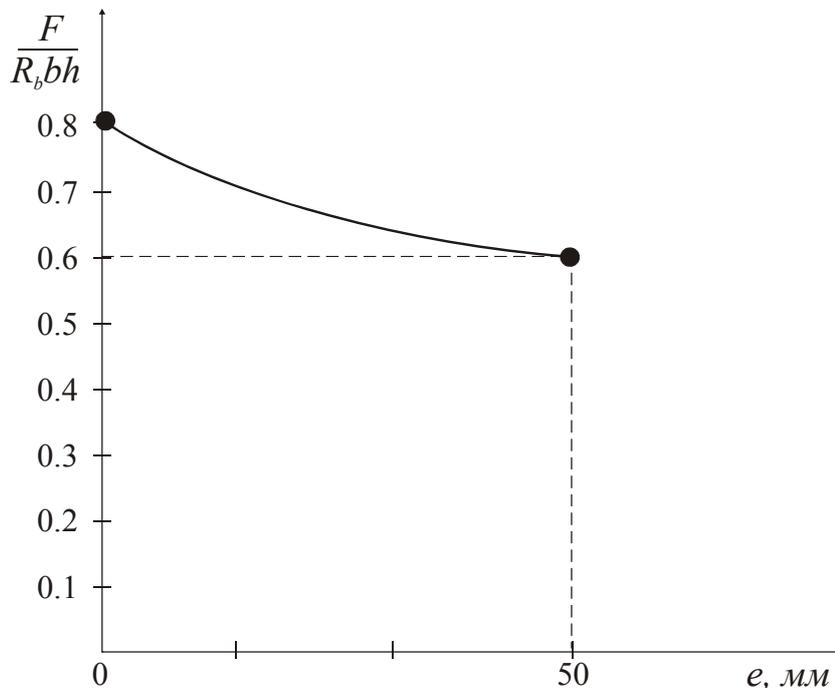


Рис.2.28. Влияние эксцентриситета приложения нагрузки на прочность ростверка

Можно сделать вывод, что с удалением свай от оси действия силы уменьшается эффективность их работы, в том числе, за счет снижения рабочих площадей свай-опор, которое происходит пропорционально увеличению расстояний от свай до колонны.

Изменение процента и вида армирования

Образцы с минимальным процентом армирования $\mu_s = 018 \%$ (РК-2, РК-5, РК-6) разрушились по растянутой зоне. Увеличение процента армирования до 1,1 % и более (РК-1, РК-3, РК-7) привело к изменению схем разрушения, т.е. к разрушению по сжатой зоне. Максимальное использование сжатой зоны бетона привело к увеличению разрушающей силы. Таким образом, увеличение диаметра стержней в 2,4 и более раз в шести- и восьмисвайных ростверках повысило разрушающую силу в 2,6 раза. На рис. 2.29 показано изменение прочности восьмисвайного ростверка в зависимости от процента и вида армирования. Испытаниями ещё раз подтверждено, что концентрирование арматуры над сваями-опорами повышает разрушающую силу. Образцы РК-5 и РК-2 показали разницу разрушающей силы в 1,15 раза.

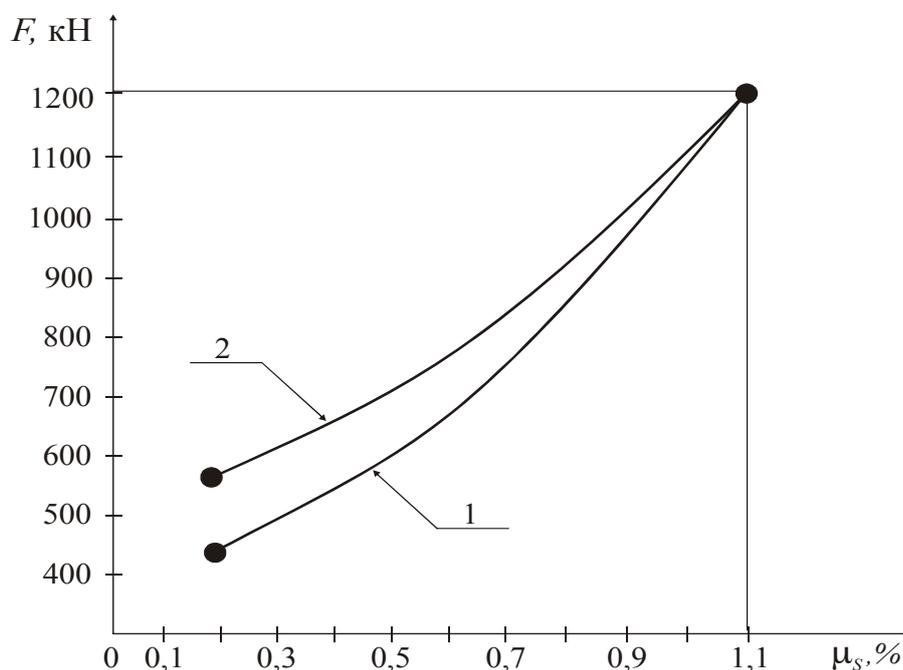


Рис. 2.29. Зависимость разрушающей силы от схемы и процента армирования:
1 – армирование сеткой; 2 – концентрированное армирование

На основе показаний индикаторов часового типа отмечено, что концентрация арматуры над опорами привела к более равномерному распределению усилий между ними. Таким образом, с концентрацией арматуры над сваями повышаются эффективность её использования и разрушающая сила.

Перемещение свай-опор

Испытан образец ростверка при перемещении двух свай-опор вниз на 10 мм (РК-4). Выявлено, что неравномерная осадка опор приводит к изменению усилий над сваями и в пролетах между сваями. На рис. 2.30 представлены деформации сжатия в угловых зонах опорных площадок. Опора, перемещаемая вниз, оказалась в благоприятных условиях. Давление над этой сваей-опорой распределялось почти равномерно, поэтому центр тяжести эпюры сжатия совпадал с центром поперечного сечения опорной площадки. Над неподвижной сваей сжимающие напряжения увеличились в 2 раза. Площадь сжатой зоны уменьшилась и сместилась к внутренним граням опорной площадки. В результате увеличение усилий над одними сваями и уменьшение усилий над другими (см. рис. 2.30) привели к уменьшению разрушающей силы.

Исключение из работы ростверка некоторых свай

На основе экспериментальных исследований проведен анализ для ростверков с числом работающих свай-опор, равным 2, 4, 6. При увеличении количества опор от двух до шести прочность ростверка возросла в 1,6 раза (рис. 2.31). Одинаковую прочность ростверков при количестве опор 2 и 4, а также увеличение прочности (при переходе от четырех- к шестисвайному ростверку), не пропорциональные увеличению числа свай, можно объяснить следующим образом. По сути, произошло изменение схемы расположения свай. Классификация этих схем описана выше. Целесообразно построить итоговый график, отображающий изменение разрушающих усилий в зависимости от схемы расположения свай (рис. 2.32). Ещё раз отметим, что разная эффективность схем расположения свай связана с расстоянием от сваи до оси колонны. Этим и объясняется изменение разрушающих сил в рассматриваемых ростверках.

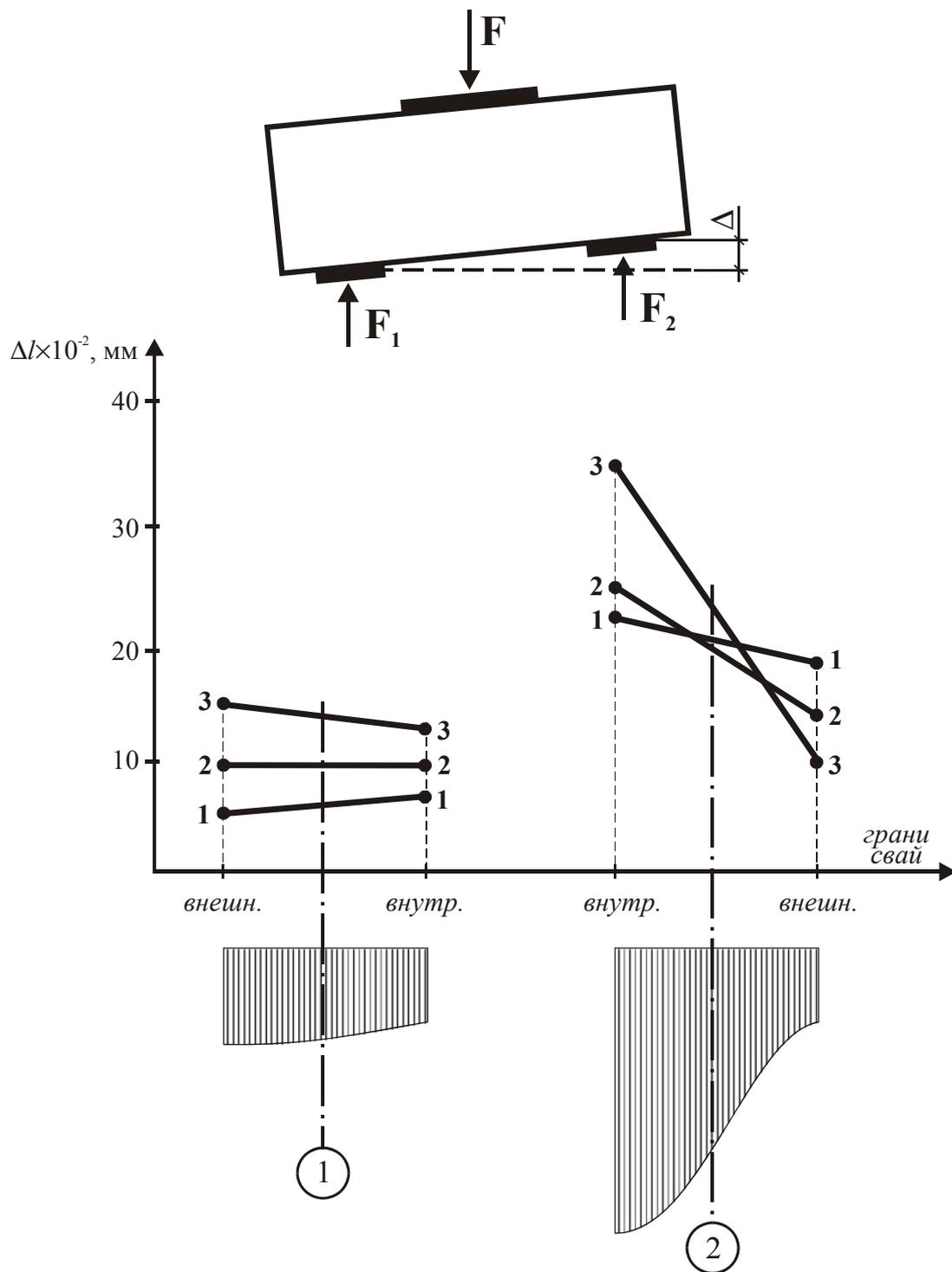


Рис. 2.30. Деформации сжатия над опорами при перемещении двух свай-опор вниз на 10 мм (1,2,3 – этапы нагружения)

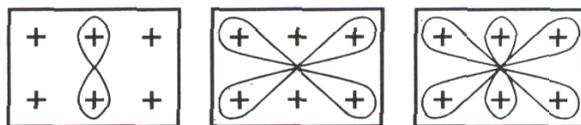
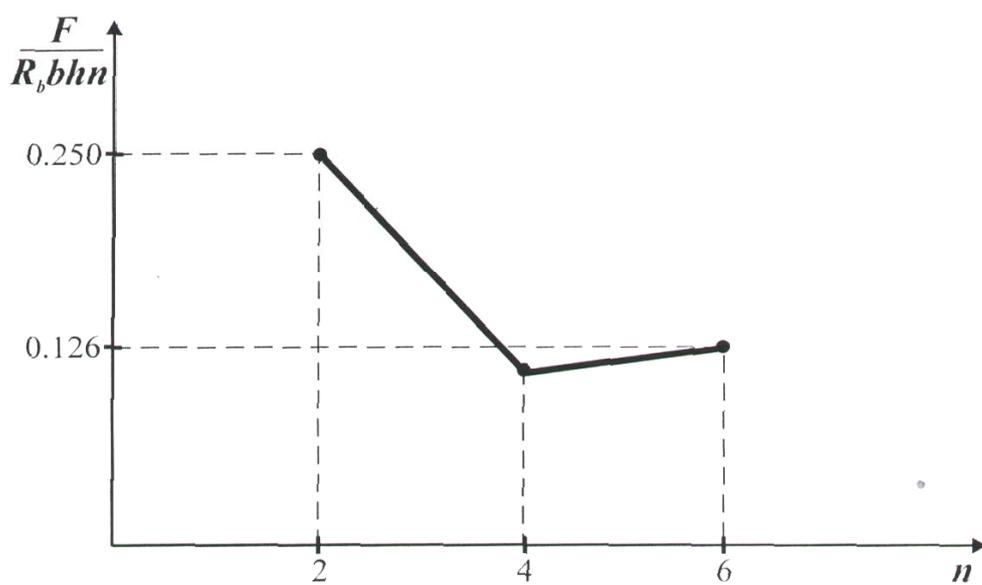
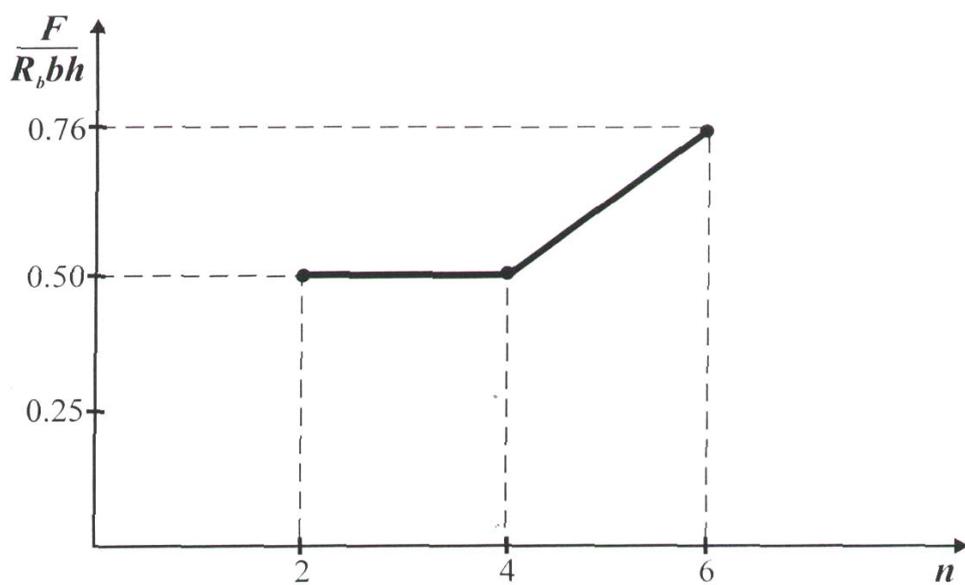


Рис. 2.31. Изменение разрушающих усилий при количестве работающих свай 2; 4; 6 ($\mu_s = \max$)

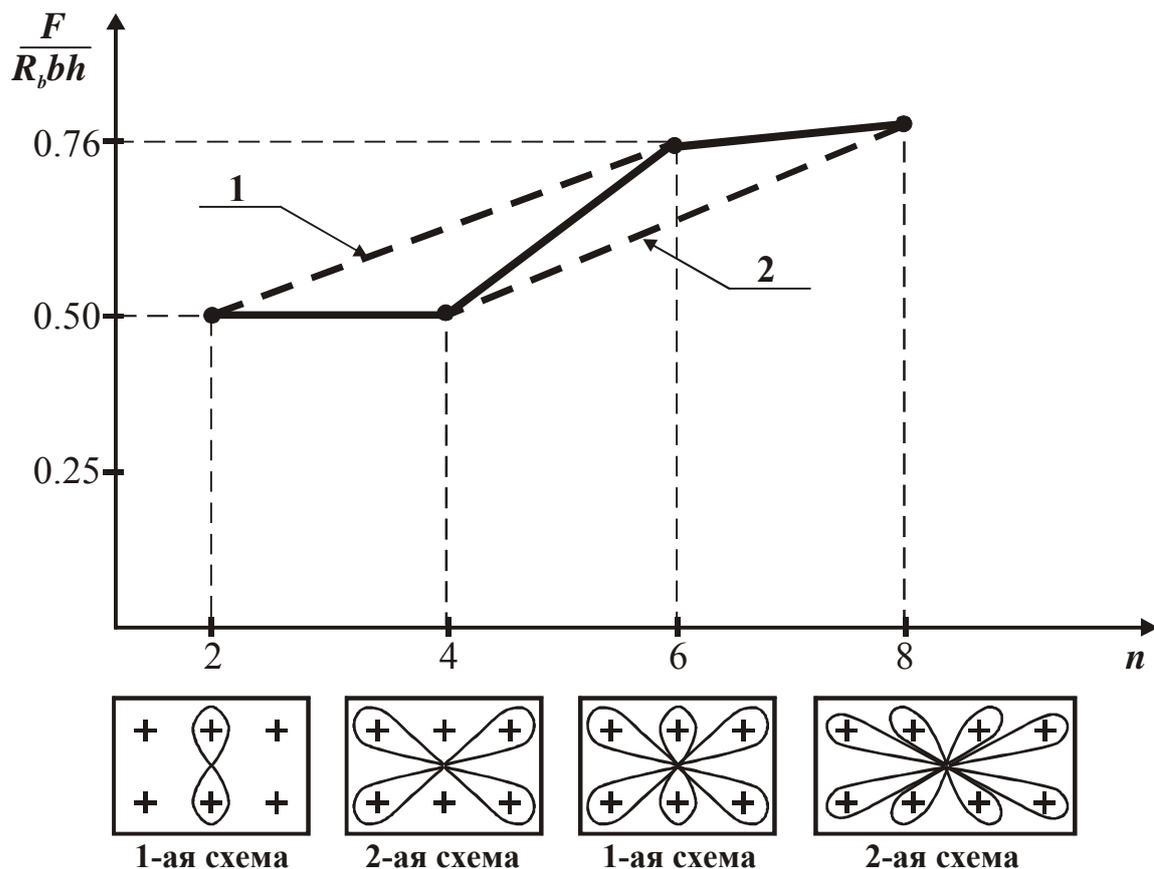


Рис. 2.32. Зависимость разрушающей силы от схемы расположения свай: 1 – первая схема расположения свай; 2 – вторая схема расположения свай

2.2.10. Разрушающие усилия. Усилия образования трещин

Разрушающие усилия и усилия образования трещин в испытанных образцах показаны в табл. 2.4. Таблица также содержит прочностные характеристики бетона и арматуры для всех марок образцов.

Таблица 2.4

Разрушающие усилия и усилия образования трещин

№ п/п	Марка образца	Бетон			Класс арматуры	Кол-во опор, участвовавших в работе	Опытные величины				Разрушение F_{test} , кН
		R_b , МПа	$E_b \times 10^{-3}$, МПа	R_{bt} , МПа			Образование трещин				
							F_{T-nP}	F_{T-P}	$F_{T-\Gamma}$	F_{T-C}	
1	РК-1	10,6	19,2	0,86	А-3	8	750	900	1100	-	1216
2	РК-1в	12,2	20,7	0,94	А-3	8	450	-	700	750	1040
3	РК-2	12,2	20,7	0,94	Вр-1	8	200	450	250	-	480
4	РК-5	12,2	20,7	0,94	Вр-1	8	200	300	350	-	540
5	РК-3	12,2	20,7	0,94	А-3	6	-	-	400	600	1250
6	РК-6	10,2	18,8	0,83	Вр-1	6	250	250	200	-	400
7	РК-4	10,2	18,8	0,83	Вр-1	4	150	160	160	-	370
8	РК-7	10,2	18,8	0,83	А-3	2	-	-	-	350	710

3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОРОТКИХ БАЛОК

3.1. Программа и методика испытаний

3.1.1. Программа исследования коротких балок с различными видами армирования

Проведенный анализ результатов исследований, показал, что целесообразно в основу дальнейших исследований принять работы [6, 55], в которых предлагается новый метод расчета коротких балок с пролетом среза a/h_0 до 1, основанный на каркасно-стержневой модели. В программу были включены факторы, не исследованные ранее, либо исследованные недостаточно. К этим факторам относятся: пролет среза a/h_0 , количество продольной и распределенной арматуры в виде горизонтальных и вертикальных хомутов.

Целью экспериментальных исследований коротких балок является дальнейшее совершенствование метода расчета прочности коротких балок при изменении a/h_0 от 1 до 1,5, разработка методов расчета трещиностойкости и определения ширины раскрытия трещин в балках с пролетом среза a/h_0 от 0,25 до 1,5.

Программа исследований коротких балок предусматривала решение следующих вопросов:

- 1) определение прочности балок без распределенной арматуры с пролетом среза a/h_0 от 0,25 до 1,5;
- 2) определение трещиностойкости балок без распределенной арматуры с пролетом среза a/h_0 от 0,25 до 1,5;
- 3) определение ширины раскрытия трещин типа Т-Г и Т-Р в балках без распределенной арматуры с пролетом среза a/h_0 от 0,25 до 1,5;
- 4) определение влияния горизонтальных и вертикальных хомутов на прочность, трещиностойкость и ширину раскрытия трещин в балках с пролетом среза a/h_0 от 1 до 1,5;
- 5) определение влияния пролета среза на характер образования трещин, вид разрушения в балках без поперечной арматуры и в балках, армированных равномерно распределенной арматурой.

Экспериментально-теоретические исследования имели два направления.

Задачей первого направления являлось исследование действительной работы сжатой зоны коротких балок при изменении пролета среза от 0,25 до 1,5 в балках без распределенной арматуры, а также балок, армированных распределенной арматурой в виде горизонтальных и вертикальных хомутов при изменении пролета среза от 1 до 1,5.

Задачей второго направления являлось исследование действительной работы растянутой зоны коротких балок при изменении пролета среза от 0,5 до 1,5. Как уже говорилось, особенностью данной работы является то, что в ней используется зарубежный и отечественный опыт исследований коротких балок. Программа физического эксперимента построена так, чтобы результаты настоящих исследований явились развитием ранее проведенных экспериментов. Целесообразно было использовать полученные в институте строительства Голландии [82] результаты экспериментальных исследований коротких балок, которые разрушились по растянутой зоне. Программа исследований указанных балок является исчерпывающей. В связи с этим, материал данной главы отражает планирование экспериментов, проведенных авторами, а также систематизацию и планирование экспериментов, проведенных в Голландии.

3.1.2. Проектирование опытных образцов коротких балок

Все опытные образцы коротких балок авторами проектировались прямоугольного сечения с размерами 25×40 см. Длина образцов изменялась в соответствии с пролетом среза (табл. 3.1). Всего было изготовлено 10 образцов. Шесть образцов имели только продольную растянутую арматуру, исследуемым фактором являлся пролет среза (рис. 3.2). Два образца армировались горизонтальными, два вертикальными хомутами (рис. 3.3). В этом случае исследуемым фактором являлся вид распределенного армирования при изменении a/h_0 от 1 до 1,5. Все образцы коротких балок имели одинаковое количество растянутой продольной арматуры. Характеристика опытных образцов приведена в табл. 3.1. На рис. 3.1–3.3 показаны опалубочные размеры и виды армирования опытных образцов коротких балок.

В качестве продольной растянутой арматуры принимались стержни 3Ø18 А-III. С целью надежной анкеровки эти стержни отгибались по контуру торца балки и дополнительно к ним было приварено по два анкерочных хомута на каждой опоре. Горизонтальные хомуты располагались равномерно по высоте балок и принимались 3Ø8 А-III с шагом 5 см. Вертикальные хомуты располагались равномерно по длине балок и принимались 3Ø8 А-III с шагом 5 см.

Все опытные образцы коротких балок в Голландском институте строительства проектировались прямоугольного сечения с размерами 25×40 см. Схема опытных образцов показана на рис. 3.5. Геометрические характеристики приведены в табл. 3.3.

Образцы готовились в заводских условиях в специальной опалубке на заводе Стройдеталь №1 г. Пензы.

Таблица 3.1

Характеристики опытных образцов коротких балок

№ п/п	Серии	Марка образца	Геометрические размеры				Продольное армирование A_s		Горизонтальные хомуты $A_{sw,g}$			Вертикальные хомуты $A_{sw,v}$		
			b , см	h , см	L , см	h_o , см	кол-во, шт.	диаметр, класс	кол-во, шт.	диаметр, класс	шаг, см	кол-во, шт.	диаметр, класс	шаг, см
1	I	Б-1	25	40	47	36	3	18А-III	-	-	-	-	-	-
2		Б-2	25	40	65	36	3	18А-III	-	-	-	-	-	-
3		Б-3	25	40	83	36	3	18А-III	-	-	-	-	-	-
4		Б-4	25	40	101	36	3	18А-III	-	-	-	-	-	-
5		Б-5	25	40	119	36	3	18А-III	-	-	-	-	-	-
6		Б-6	25	43	137	36	3	18А-III	-	-	-	-	-	-
7	II	Б-7	25	43	101	36	3	18А-III	3	8А-III	5	-	-	-
8		Б-8	25	43	137	36	3	18А-III	3	8А-III	5	-	-	-
9		Б-9	25	43	101	36	3	18А-III	-	-	-	3	8А-III	10
10		Б-10	25	43	137	36	3	18А-III	-	-	-	3	8А-III	10

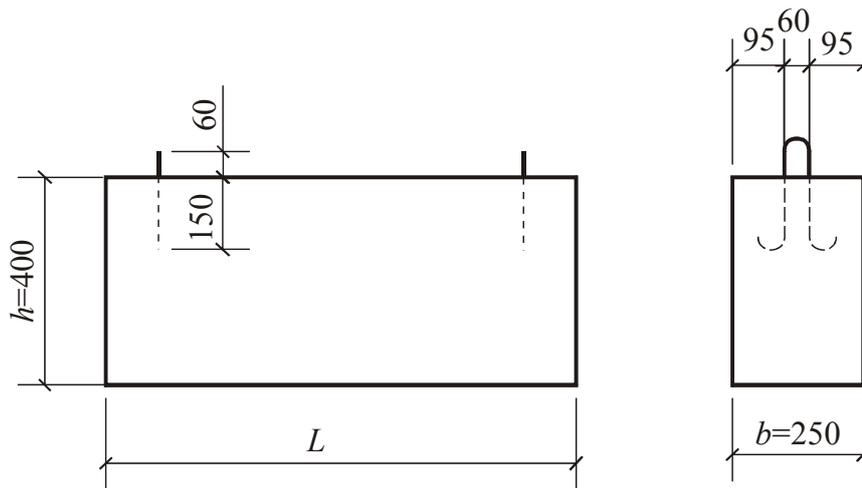


Рис. 3.1. Опалубочный чертеж балок серии I, II, III

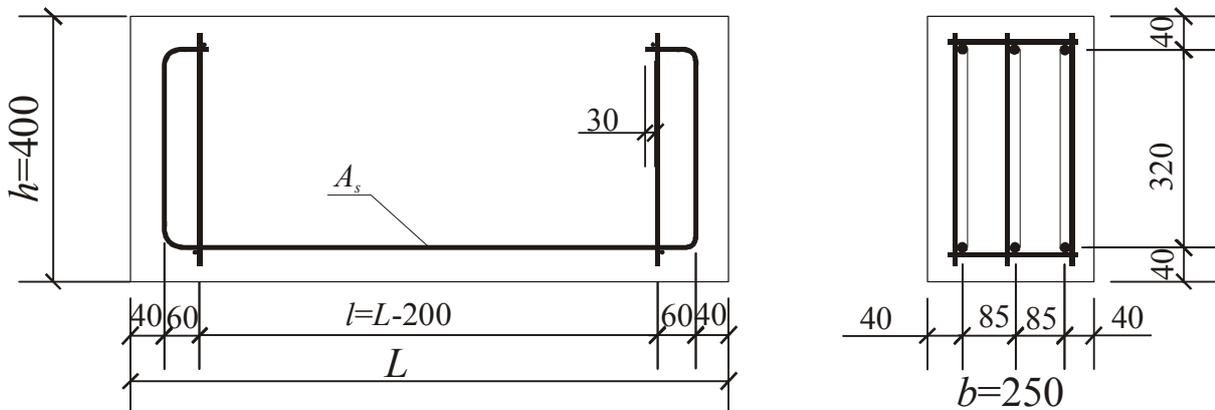


Рис. 3.2. Схема армирования балок серии I

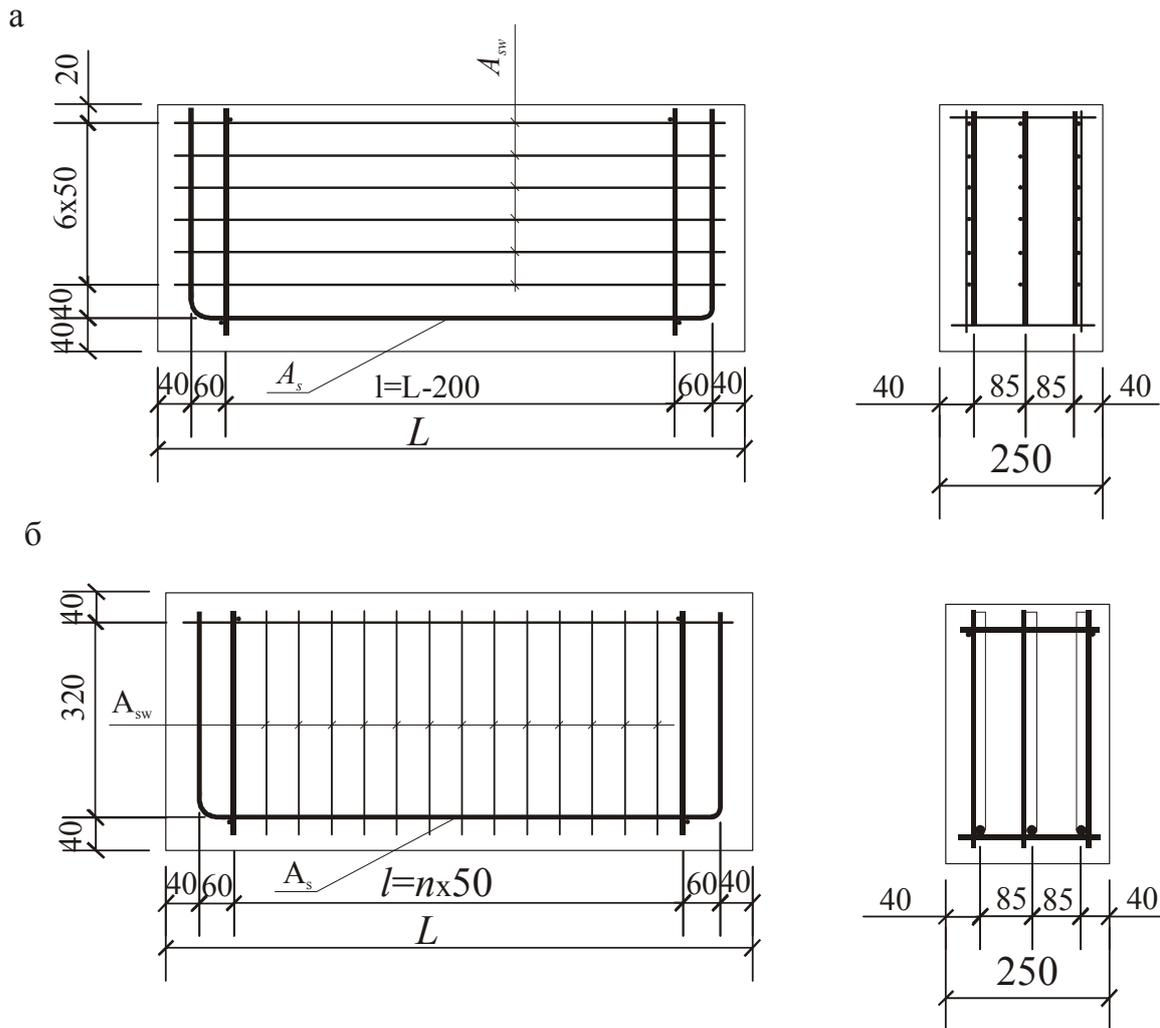


Рис.3.3. Схема армирования балок с распределенной арматурой:
а – серия III; б – серия II

3.1.3. Физико-механические свойства бетона и арматуры

Одновременно с испытанием образцов коротких балок авторами проводилось определение физико-механических свойств бетона в соответствии с «Временной инструкцией по определению кубиковой и призмочной прочности, начального модуля упругости бетонов», «Методическими рекомендациями по определению прочности и структурных характеристик бетонов при кратковременном и длительном нагружении» и ГОСТ 24452.

Прочностные характеристики определялись по результатам трех испытаний кубиков. Кубиковая прочность R определялась из испытаний кубиков с ребром 10 см с введением поправочного коэффициента для перехода к стандартному кубику с ребром 15 см. Прочностные и деформативные характеристики бетонов приведены в табл. 3.1.

Физико-механические свойства арматуры А-III (сталь 35ГС) определялись согласно требованиям ГОСТ 12004-81. Для каждой партии арматуры было испытано по три образца стержней. Деформации удлинения

оценивались индикатором с ценой деления 0,01 мм на базе 150 мм. результаты испытаний приведены в табл. 3.2. Аналогичные прочностные характеристики образцов Голландского института строительства приведены в табл. 3.3.

Т а б л и ц а 3 . 2

Прочностные и деформационные характеристики бетона

Марки образцов	Кубиковая прочность R , МПа	Призменная прочность R_{bn} , МПа	Прочность на растяжение R_{btm} , МПа	Начальный модуль упругости E_b , МПа
Б-1 ÷ Б-6	30	22	1,8	$32,5 \cdot 10^3$
Б-7, Б-8	19	12,7	1,3	$25,0 \cdot 10^3$
Б-9, Б-10	40,5	25,7	1,95	$34,5 \cdot 10^3$

Т а б л и ц а 3 . 3

Физико-механические характеристики арматуры

Диаметр и класс арматуры	Площадь поперечного сечения стержня A_s , мм ²	Нормативное сопротивление арматуры R_{sn} , МПа	Временное сопротивление σ_b , МПа	Модуль упругости E_s , МПа
18 А-III	254,5	450	680	$2 \cdot 10^5$
8 А-III	50,3	400	587	$2 \cdot 10^5$

3.1.4. Методика испытаний

Силовая установка представляла собой две металлические рамы, состоящие из боковых стоек, закрепленных в ручьях силового пола и поперечных балок-траверс, жестко соединенных со стойками. Схема и общий вид установки показана на рис. 3.4. Нагружение балок производилось гидравлическим домкратом ДГ-200 через систему распределительных траверс. Схема нагружения показана на этом же рисунке.

Подготовка к испытаниям производилась в следующем порядке. Выполнялась зачистка и побелка поверхности бетона образцов для улучшения визуального наблюдения за образованием трещин. Для измерения деформаций бетона на боковую грань образца наклеивались тензодатчики с базой 50 мм. Схема расположения тензодатчиков показана на рис. 3.5.

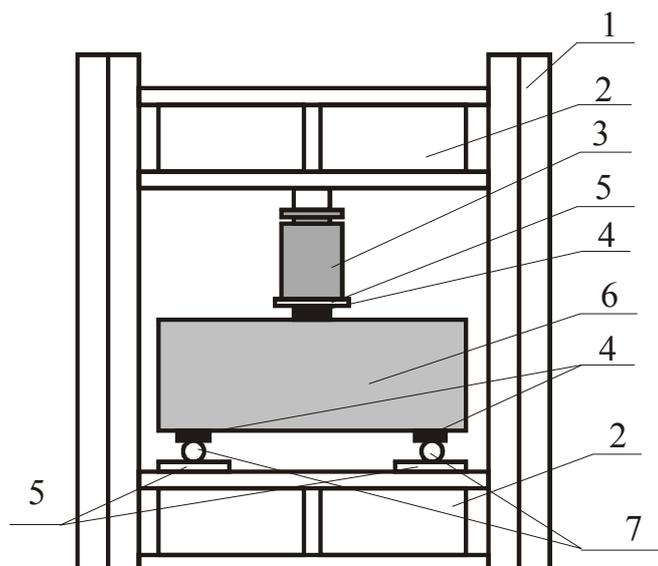


Рис. 3.4. Схема силовой установки испытания образцов-балок:
 1 – металлическая рама; 2 – распределительная траверса; 3 – гидродомкрат;
 4 – опорные площадки; 5 – жесткий штамп; 6 – испытываемый образец; 7 – катки

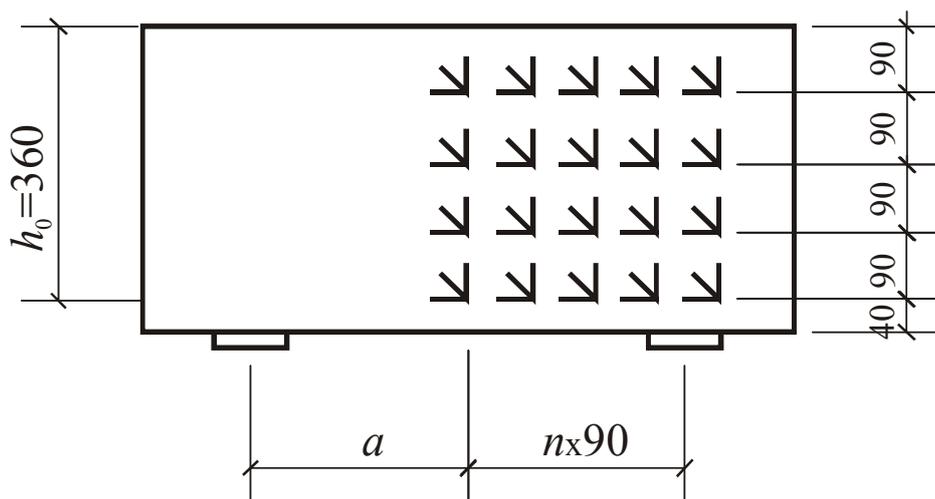


Рис. 3.5. Схема расположения тензодатчиков по бетону в коротких балках первой серии

Нагружение опытных образцов происходило поэтапно: по 2000 кг до образования исследуемых трещин и далее, до разрушения, по 5000 кг. Определение ширины раскрытия трещин в бетоне производилась оптическим прибором – трубкой Брюнелля.

Домкраты в комплексе с монометрами и все измерительные приборы предварительно тарировались в лаборатории Госстандартов.

3.2. Результаты экспериментальных исследований

При обработке результатов испытаний коротких балок ставилась задача описать и проанализировать характер напряженно-деформированного состояния (НДС) коротких балок, характер образования и развития трещин, схем разрушения, выявления количественного и качественного влияния изучаемых факторов: пролета среза, армирования коротких балок распределенной арматурой, а также влияния количества продольной растянутой арматуры.

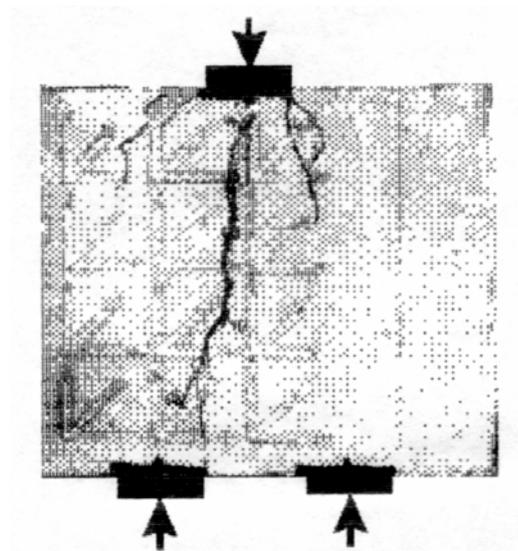
Для сокращения объема информации, полученной при испытании коротких балок, в данном разделе представлены основные результаты: эпюры распределения напряжений в характерных сечениях, поля деформаций (напряжений) по всей поверхности балок и максимально подробные сведения о развитии трещин.

3.2.1. Напряженно-деформированное состояние коротких балок с пролетом среза $a/h_0 \leq 1,5$ при разрушении по сжатой зоне

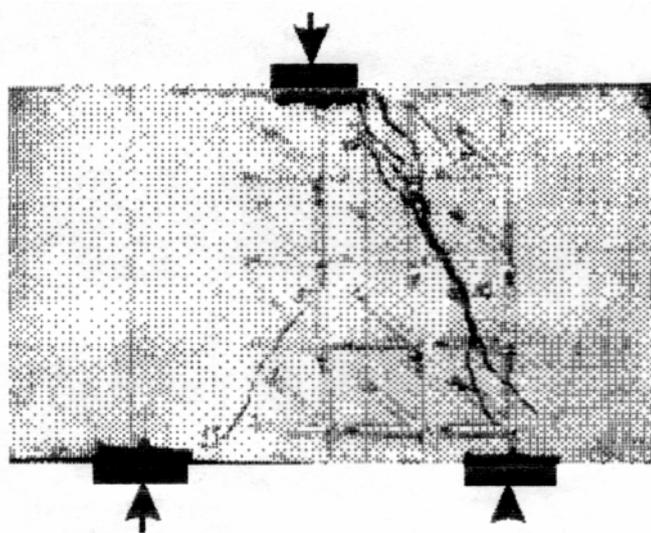
Характер образования и развития трещин в бетоне

В первой группе образцов (серия I) в балках марки Б-1...Б-6 (рис.3.6, 3.7) при изменении величины пролета среза изменялся характер образования и развития трещин. Как правило, первыми появляются трещины в растянутой зоне в середине пролета, назовем их так же, как и в [6, 55], трещинами Т-Р. С увеличением уровня нагружения эти трещины развиваются слабо. После образования вертикальных трещин, с дальнейшим увеличением нагрузки, появляются наклонные трещины. Эти трещины имеют примерно одинаковый угол наклона. Характер расположения наклонных трещин Т-Г [6, 55] меняется. Они могут выделять сжатую зону бетона как с внутренней, так и с внешней стороны, либо только с одной стороны. Момент активного развития наклонных трещин наступает при нагрузке 0,85–0,9 от разрушающей.

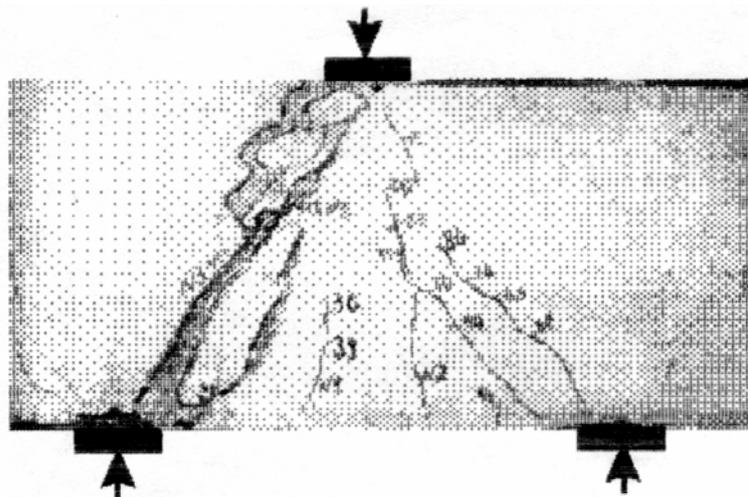
Следует отметить некоторые особенности в образовании трещин в балках с пролетом среза $a/h_0 \leq 0,5$. Прежде всего это касается балки Б-1 с $a/h_0=0,25$ (см. рис. 3.6). В отличие от других образцов, в данной балке вертикальные трещины отсутствовали, при нагрузке 0,87 от разрушающей возникла наклонная трещина, проходящая между центрами приложения сил (Т-О), в средней части балки. В момент образования трещины составила 0,6 высоты образца, ширина $a \sin \alpha = 1,3$ мм. Перед разрушением образца у грузовой площадки появились симметричные относительно оси приложения нагрузки короткие наклонные трещины, выделяющие сжатую бетонную полосу с внешней стороны у верхней грани балки (см. рис. 3.6).



Б-1 $a/h_0=0,25$



Б-2 $a/h_0=0,5$



Б-3 $a/h_0=0,75$

Рис. 3.6. Фотографии опытных образцов коротких балок серии 1

В балке Б–2 с $a/h_0=0,5$ (см. рис. 3.6) одновременно с наклонной возникает вертикальная трещина при нагрузке 0,7 от разрушающей. В дальнейшем трещина Т–Р практически не развивается, и длина ее к моменту разрушения образца составляет 0,25 от высоты. Наклонная трещина образуется в средней части балки, в зоне бетона, находящейся между грузовой и опорными площадками, в момент образования $a_{сгс}=0,05$ мм. При дальнейшем росте нагрузки трещина интенсивно развивается к центрам приложения сил, перерастая в серию разветвленных трещин. К моменту разрушения появляются характерные трещины (см. рис. 3.6), выделяющие сжатую зону бетона как с внешней, так и с внутренней стороны. Ширина раскрытия трещины показана на рис. 3.8.

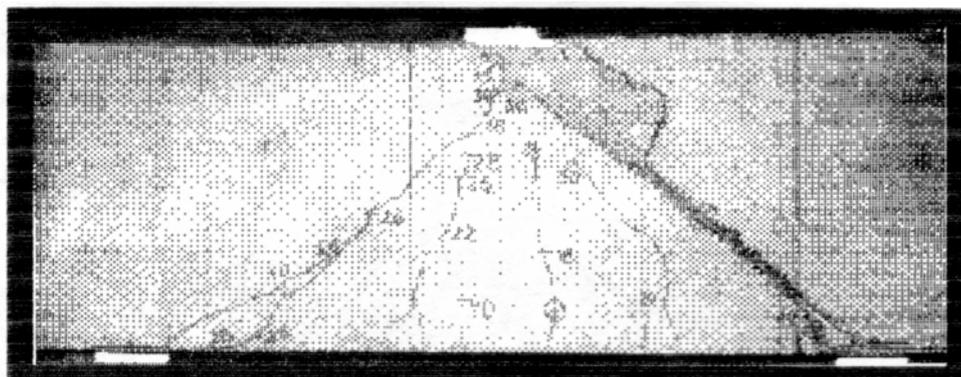
В балке Б–3 с пролетом среза $a/h_0=0,75$ (см. рис. 3.6) первыми возникают две вертикальные трещины, симметрично расположенные относительно центральной оси балки, при нагрузке 0,4 от разрушающей. В момент образования длина трещины типа Т–Р составила 0,3 от высоты балки, ширина раскрытия трещины $a_{сгс}=0,05$ мм. К моменту разрушения длина трещины составляет 0,4 от высоты балки, а ширина раскрытия трещины $a_{сгс}=0,1$ мм. При нагрузке, равной 0,6 от разрушающей, образуются наклонные – граничные трещины, выделяющие сжатую зону бетона с внутренней стороны (Т–Г). Трещины начинаются у внутреннего края опорных площадок и направлены к центру приложения внешней силы. На момент образования длина трещины составила 0,8 от высоты, ширина раскрытия трещины $a_{сгс}=0,15$. С дальнейшим увеличением нагрузки трещины интенсивно развиваются к центрам приложения сил, перерастая в серию разветвленных (см. рис. 3.6). Ширина раскрытия трещин Т–Г показана на рис. 3.8.

В балке Б–4 с пролетом среза $a/h_0=1$ (рис. 3.7) характер образования и развития трещин в бетоне такой же, как и в балке Б–3. Ширина раскрытия трещин показана на рис. 3.8.

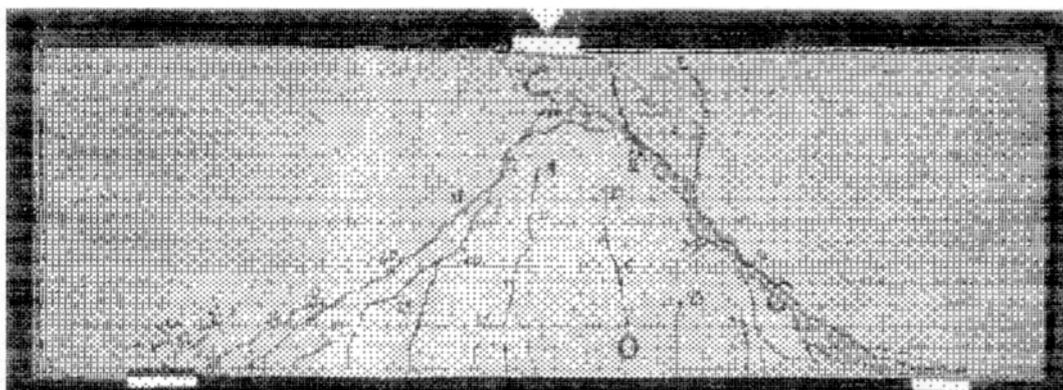
При увеличении пролета среза до 1,5 в растянутой зоне появляется большее количество вертикальных трещин, которые с увеличением вертикальной нагрузки приобретают наклонную траекторию, направленную к центру приложения внешней силы, и переходят в наклонную трещину, выделяющую сжатую зону бетона с внутренней стороны. В образце Б–5 с $a/h_0=1,25$ вертикальные трещины типа Т–Р появляются при нагрузке 0,4 от разрушающей (см. рис. 3.7), длина их составляет 0,3 от высоты, $a_{сгс}=0,05$ мм. В момент разрушения длина трещины составляет 0,6 от высоты, а ширина раскрытия $a_{сгс}=0,1$ мм. При нагрузке, равной 0,56 от разрушающей, образуются наклонные граничные трещины длиной 0,8 от высоты балки. Ширина раскрытия трещины Т–Г показана на рис. 3.8.



Б-4 $a/h_0=1$



Б-5 $a/h_0=1,25$



Б-6 $a/h_0=1,5$

Рис. 3.7. Фотографии опытных образцов коротких балок серии 1

В образце Б-6 с $a/h_0=1,5$ (см. рис. 3.7) вертикальные трещины появляются при нагрузке 0,3 от разрушающей, длина трещины в момент образования составляет 0,3 высоты балки, ширина раскрытия трещины $a_{сгс}=0,05$ мм. К моменту разрушения длина трещины составляет 0,6 высоты, $a_{сгс}=0,1$ мм. Наклонная граничная трещина Т-Г образуется при нагрузке 0,45 от разрушающей, длина в момент образования составляет 0,8 высоты балки. Ширина раскрытия трещины показана на рис. 3.8.

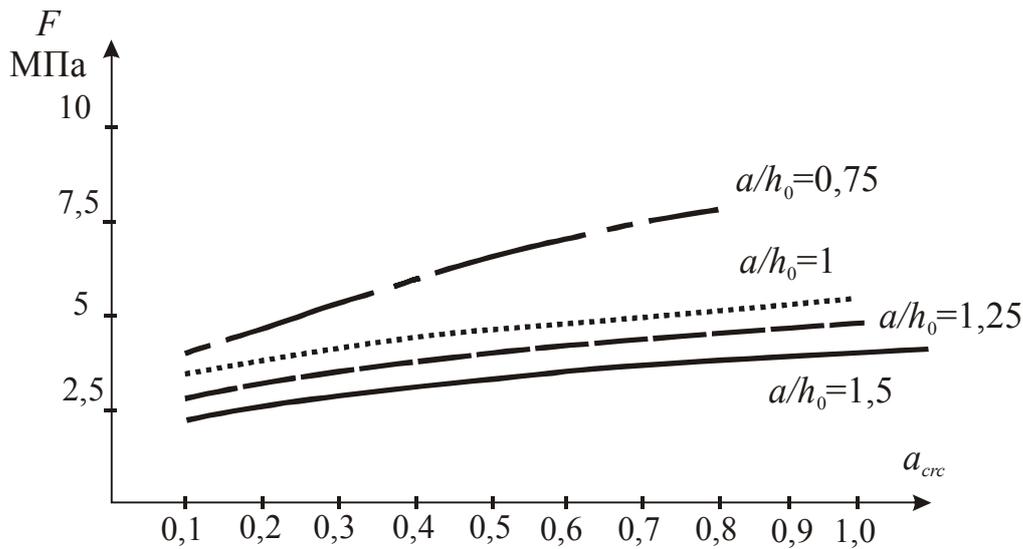


Рис. 3.8. Ширина раскрытия наклонных трещин в балках без распределенной арматуры

Особенности напряженно-деформированного состояния балок с пролетом среза от 1 до 1,5

По показаниям тензодатчиков, на основе схемы их распределения, построена общая картина траекторий главных деформаций для балок с пролетом среза $a/h_0=0,5$ и $a/h_0=1,5$. На рис.3.9 приведена картина напряженно-деформированного состояния балок при $a/h_0=0,5$ и $a/h_0=1,5$. На рис. 3.9 наглядно видно, что при увеличении пролета среза до 1,5 траектории главных сжимающих и главных растягивающих напряжений концентрируются на участках между грузовой и опорными площадками, как и в балках с пролетом среза $a/h_0 \leq 1$. Таким образом, можно сделать вывод, что принцип работы балок с пролетом среза от 1 до 1,5 изменяется несущественно по сравнению с балками с $a/h_0 \leq 1$.

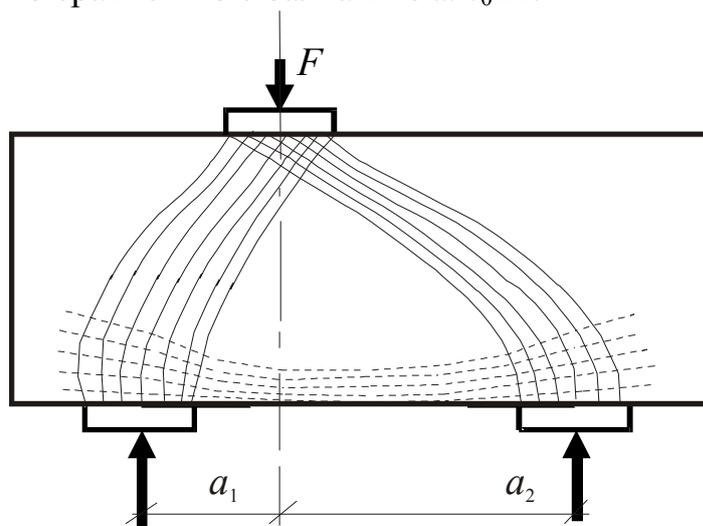


Рис.3.9. Концентрация траекторий главных напряжений в коротких балках

После выявления границ наклонных и горизонтальных бетонных полос, в пределах которых концентрируются траектории главных сжимающих и главных растягивающих напряжений, построено поле главных деформаций укорочения и удлинения (рис. 3.10). Наглядно выявляются характерные участки бетона с максимальными значениями указанных деформаций.

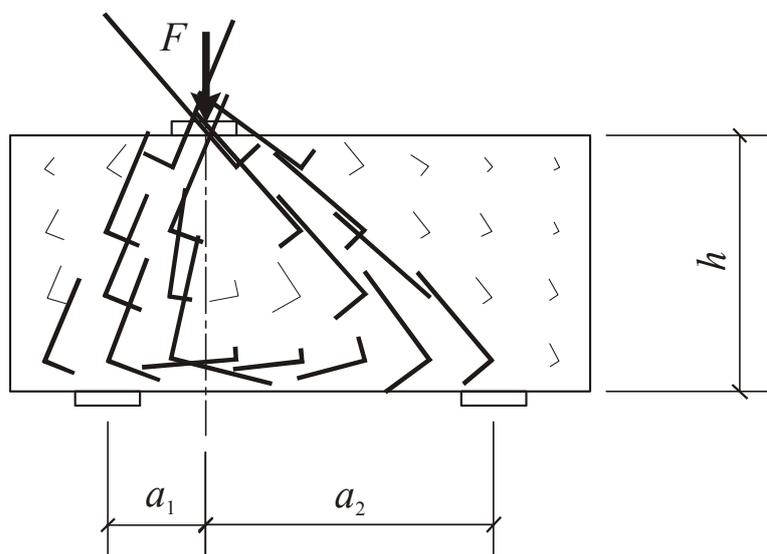


Рис. 3.10. Поле главных деформаций в коротких балках

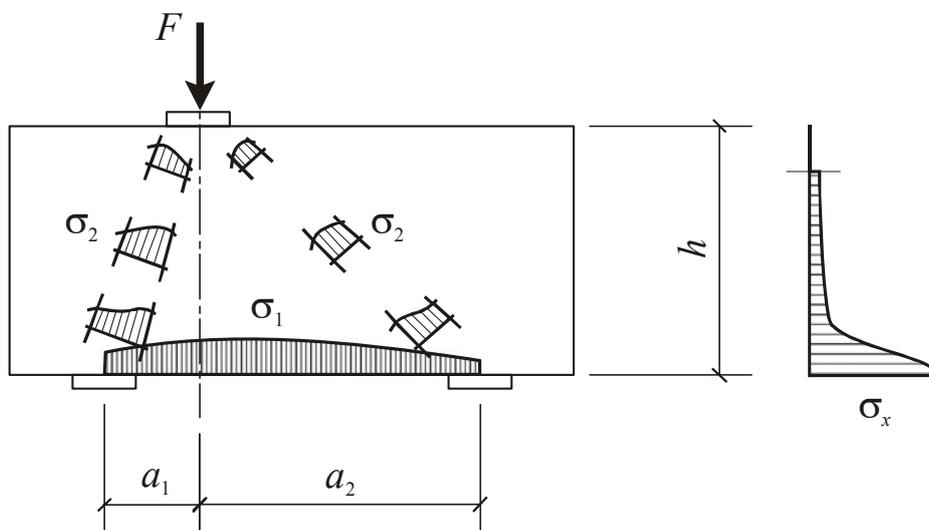


Рис. 3.11. Распределение главных напряжений по характерным сечениям короткой балки

Для более углубленного изучения характера распределения сжимающих и растягивающих деформаций (напряжений) в пределах зон концентрации траектории главных напряжений выбраны характерные сечения и построены эпюры главных сжимающих и растягивающих напряжений. Они показаны на рис. 3.11.

Схема разрушения испытанных балок

Опытные образцы балок серии 1 с пролетом среза от 0,25 до 1,5, Б–1...Б–6 разрушились по сжатой зоне. Результаты испытаний приведены в табл. 3.4. Опытные балки Б–1, Б–2 с пролетом среза 0,25...0,5 разрушились по наклонной трещине, проходящей внутри сжатого подкоса. Примечательно, что траектории этих трещин приближаются к диагонали наклонной полосы бетона, расположенной между грузовой и опорной площадками. При этом трещина имеет быстрый характер образования, являющий собой момент разрушения. Важно отметить, что диагональная трещина пересекает серию прерывистых наклонных трещин, характерных при раздавливании бетона (см. рис. 3.6, 3.7).

Момент разрушения в балке Б–1 сопровождался выделением сжатой наклонной полосы наклонной трещины с внешней стороны у грузовой площадки, в балке Б–2 – образованием серии наклонных прерывистых трещин, расположенных у опорной и грузовой площадок, характеризующих раздавливание бетона.

Разрушение балок Б–3...Б–6 с пролетом среза 0,75...1,5 происходит по наклонным трещинам, расположенным в сжатом подкосе (вблизи внутренней границы этого подкоса). Характерно, что изначально наклонные трещины образуются в нижней части балки у внутренней части опорной площадки, и в момент ее образования длина составляет 0,8 от высоты. Усилие образования этой трещины составляет 0,6–0,5 от разрушающей. С увеличением пролета среза увеличивается количество трещин, образующихся в бетоне растянутой зоны (см. рис. 3.6, 3.7). В момент разрушения в балках Б–3, Б–4 происходит слияние граничной трещины с трещиной, траектория которой приближается к диагонали условной сжатой полосы. Таким образом, граничные наклонные трещины, выделяющие сжатый подкос с внутренней стороны, переходят в диагональную трещину (см. рис. 3.6, 3.7).

В балках Б–5, Б–6 с пролетом среза 1,25–1,5 разрушение сжатой полосы сопровождалось местным разрушением бетона под грузовой и опорными площадками, имеющим клинообразный характер. В момент разрушения зоны сжатия объединялись одной либо двумя близко расположенными наклонными трещинами (см. рис. 3.7). Длина этих трещин составляла примерно 0,7 от высоты балки, траектория трещины смещалась к внутренней грани сжатой полосы, то есть в сторону максимальных сжимающих напряжений (см. рис. 3.9).

Таблица 3.4

Результаты экспериментальных исследований авторов

Серия образцов	Марка образцов	a/h_0	μ_s , %	$\mu_{св}$, %	$R_{bn}, 2$ кг/см ²	$F_{сж}$, накл. тр. кг·10 ⁻³	Тип наклон-трещины	$F_{сж}$, верт. тр. кг·10 ⁻³	$F_{тест}$, кг·10 ⁻³	Вид разрушения
I	Б-1	0,25	0,85	0	220	46	Т-О	—	53	по сжатой зоне
	Б-2	0,5				45	Т-О	45	75	по сжатой зоне
	Б-3	0,75				40	Т-Г	34	82	по сжатой зоне
	Б-4	1,0				35	Т-Г	22	60	по сжатой зоне
	Б-5	1,25				28	Т-Г	18	54	по сжатой зоне
	Б-6	1,5				23	Т-Г	14	51,8	по сжатой зоне
II	Б-7	1,0	0,85	1,2	127	45	Т-Г	30	93	по сжатой зоне
	Б-8	1,5				37,5	Т-Г	27	56	по сжатой зоне
III	Б-9	1,0	0,85	1,2	257	50	Т-Г	40	87	по растянутой зоне
	-10	1,5				—	—	20	50	по растянутой зоне

3.2.2. Напряженно-деформированное состояние коротких балок с пролетом среза от 1 до 1,5 при разрушении по растянутой зоне

Характер образования и развития трещин в бетоне

Для исследования характера образования и развития трещин в бетоне целесообразно рассмотреть сравнительно большое число коротких балок, объединенных в группы по характеристике пролета среза. На рис. 3.12 показаны характерные балки трех серий с пролетом среза 0,5; 1; 1,5. Такая схема в полной мере позволяет выявить закономерность и характер образования трещин в испытанных балках. При нагрузке 0,65...0,4 от разрушающей образуются трещины в растянутой зоне балок. Траектория этих трещин изменяется от вертикальной (для трещин в середине пролета) до траектории с наименьшим углом наклона (для трещин, расположенных у внутренней грани опорных площадок). При образовании трещин их начальная длина составляла 0,3–0,4 высоты балки. Закономерность раскрытия трещин в бетоне растянутой зоны для балок с пролетом среза 0,6 до 1,5 показана на рис. 3.13. С увеличением нагрузки ширина трещин в бетоне растянутой зоны балки увеличивалась. Как правило, к моменту разрушения вертикальная трещина, наклонная трещина, либо две наклонные трещины, симметрично расположенные, сливаются воедино и достигают верхней грани балки. Количество трещин увеличивается по мере увеличения пролета среза a/h_0 (рис. 3.14).

Особенности напряженно-деформированного состояния коротких балок с пролетом среза от 0,5 до 1,5

Целесообразно сконцентрировать внимание на особенностях НДС коротких балок. Очевидной особенностью является отсутствие трещин в бетоне сжатой зоны, расположенной между грузовой и опорными площадками (рис. 3.12). Другой особенностью является увеличение трещин в бетоне растянутой зоны с увеличением пролета среза. Отличительным характером образования трещин в растянутой зоне является закономерность появления основных трещин, к которым следует отнести наклонные, симметрично расположенные трещины, образующиеся у внутренней грани опорных площадок, и вертикальные трещины, располагающиеся в средней части балки.

Кроме того, особенностью НДС является почти равномерный характер распределения растягивающих напряжений по длине растянутой зоны и резко неравномерный характер по высоте зоны (см. рис. 3.12).

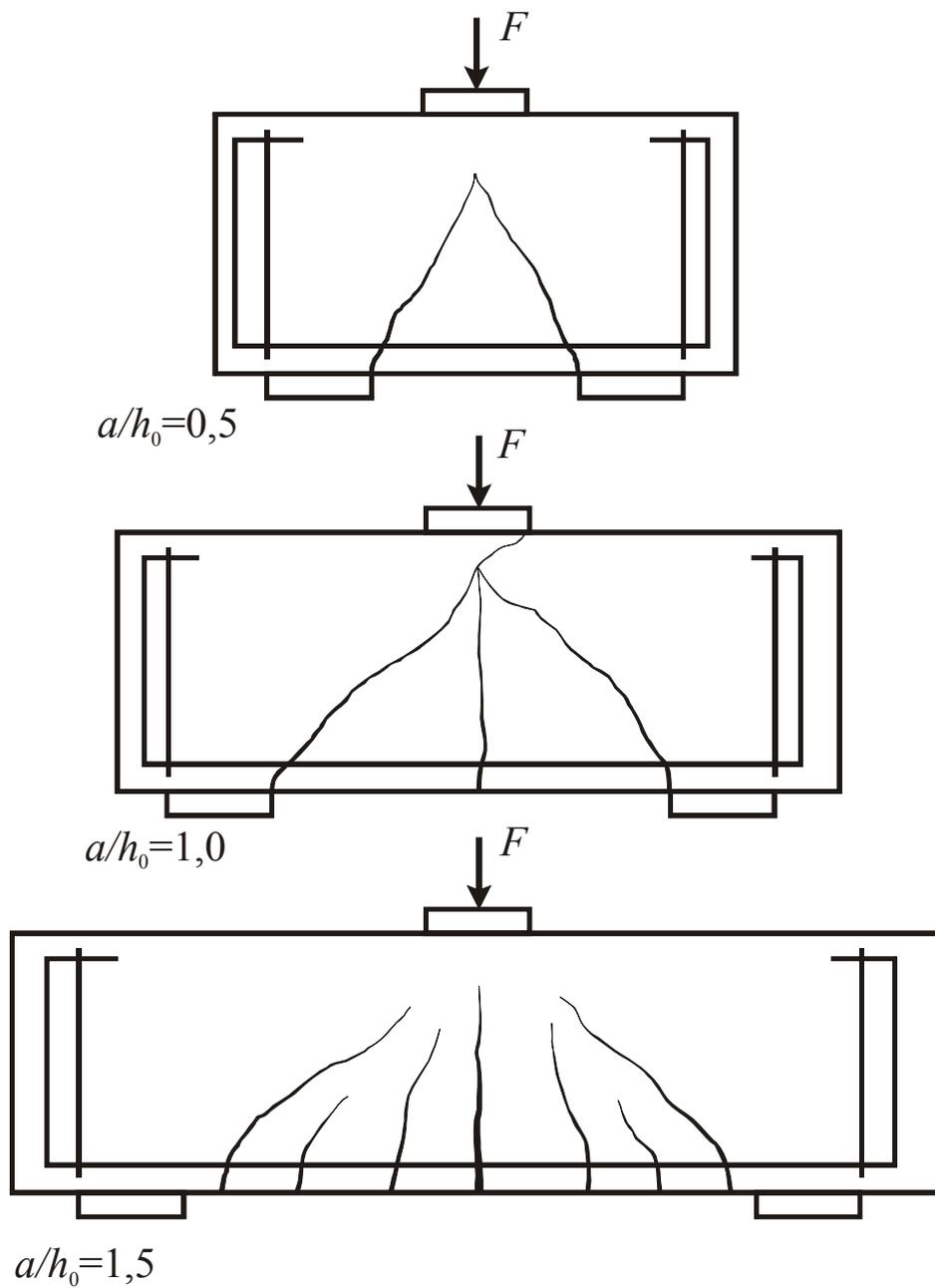


Рис. 3.12. Схема образования и развития трещин в балках серии IV, V, VI

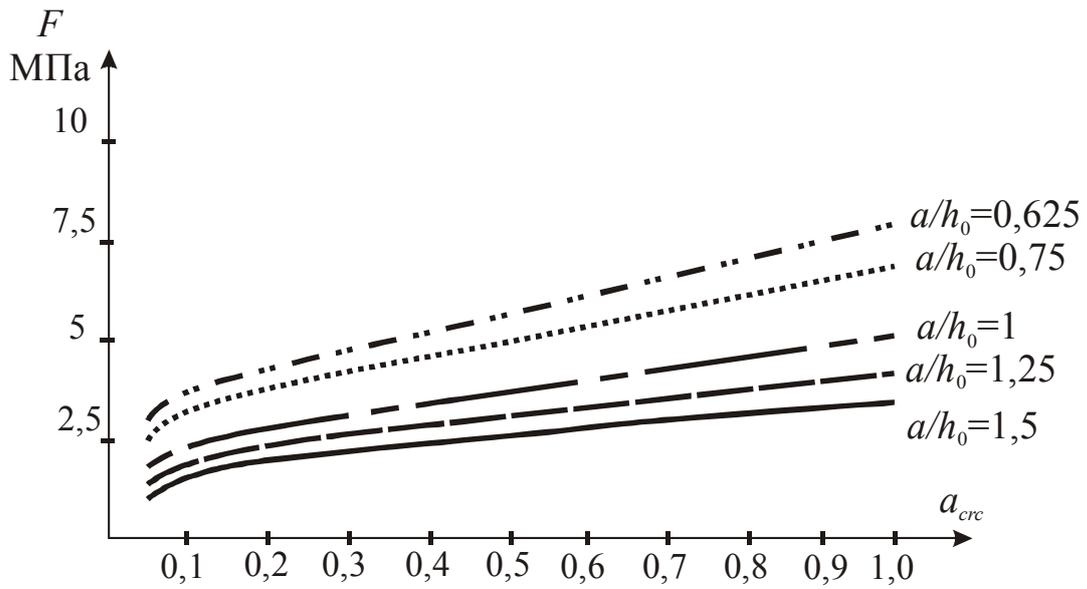


Рис. 3.13. Ширина раскрытия вертикальных трещин в балках без распределенной арматуры

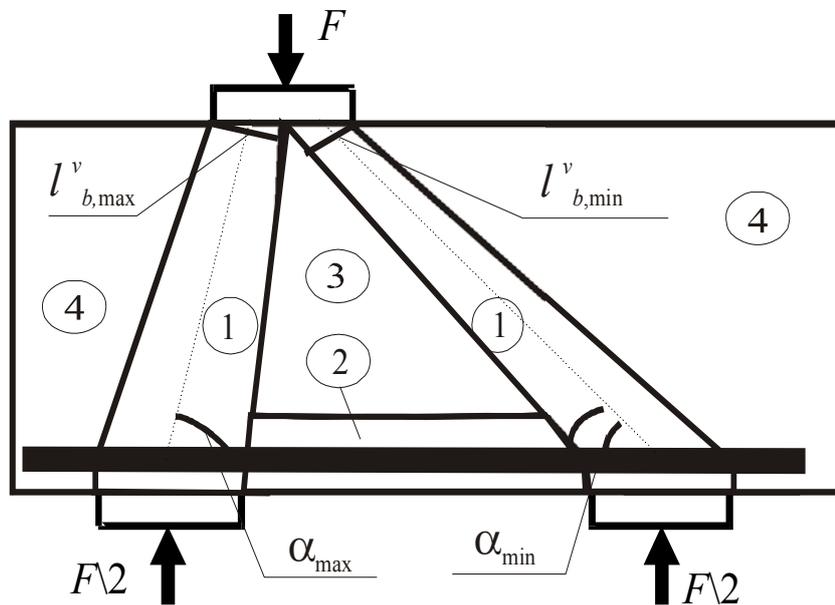


Рис. 3.14. Схема изменения сжатых полос бетона при увеличении пролета среза:
а – $a/h_0=0,25$; б – $a/h_0=1,5$

Схема разрушения

Все образцы серий 4–6 разрушались по растянутой зоне. Результаты испытаний приведены в табл. 3.4. С увеличением пролета среза появляются модификации схемы разрушения. При пролетах среза меньше 0,5 разрушение растянутой зоны происходит при образовании наклонных, симметрично расположенных трещин (см. рис. 3.14).

При увеличении пролета среза $0,5 \leq a/h_0 \leq 1$ разрушение балок по растянутой зоне происходит одновременно по трем трещинам, сливающимся в единую трещину у верхней грани балки (см. рис. 3.12).

При дальнейшем увеличении пролета среза до 1,5 разрушающей является вертикальная трещина, расположенная в средней части балки (см. рис. 3.12).

3.2.3. Изменение характера напряженно-деформированного состояния в коротких балках, армированных хомутами

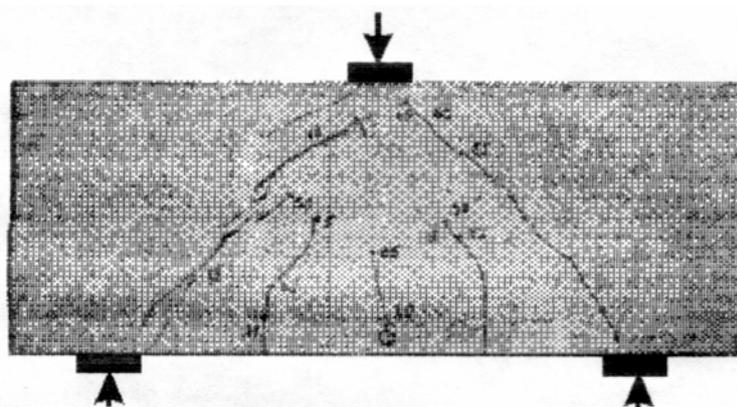
Характер образования и развития трещин Балки с вертикальными хомутами

В балке Б–7 с пролетом среза $a/h_0=1$ (рис. 3.15) первой появилась вертикальная трещина при нагрузке 0,38 от разрушающей и составила 0,2 от общей высоты балки, ширина раскрытия $\alpha_{сгс}=0,05$ мм. При дальнейшем нагружении трещина развивалась слабо, к моменту разрушения ее длина составила 0,3 от высоты балки, ширина раскрытия $\alpha_{сгс}=0,1$ мм. При нагрузке, равной 0,48 от разрушающей, появилась наклонная граничная трещина, проходящая от внутреннего края опорной площадки и направленная к центру приложения нагрузки, достигающая 0,8 высоты балки в момент образования, $\alpha_{сгс}=0,05$ мм. С увеличением нагрузки трещина интенсивно развивалась, ширина раскрытия трещины показана на рис. 3.16. Общий характер образования и развития трещин показан на рис. 3.15.

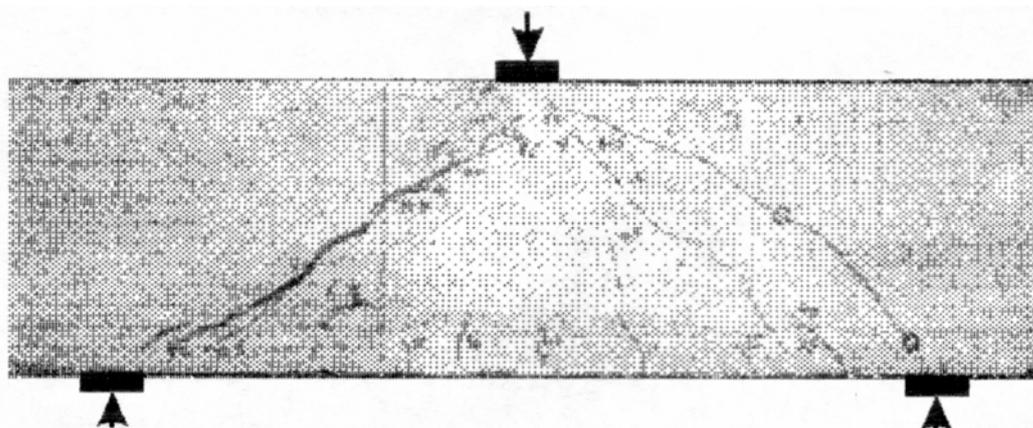
Характер образования и развития трещин в балке Б–8 показан на рис. 3.15. Первой при нагрузке 0,48 от разрушающей появилась вертикальная трещина, $\alpha_{сгс}=0,05$ мм, длиной 0,2 от общей высоты балки. К моменту разрушения длина трещины составила 0,5 высоты балки, $\alpha_{сгс}=0,1$ мм. При нагрузке 0,67 от разрушающей появилась наклонная граничная трещина, разделяющая сжатую зону бетона с внутренней стороны и достигающая 0,8 высоты балки, $\alpha_{сгс}=0,1$ мм. При увеличении нагрузки трещина интенсивно развивалась, ширина раскрытия показана на рис. 3.13.

Балки с горизонтальными хомутами.

В балке Б-9 с пролетом среза $a/h_0=1$ первой появилась вертикальная трещина при нагрузке 0,56 от разрушающей и составила 0,3 от высоты балки, ширина раскрытия $a_{сгс}=0,05$ мм. При дальнейшем нагружении трещина росла, и к моменту разрушения ее длина составляла 0,8 высоты балки, ширина раскрытия трещины показана на рис. 3.15. При нагрузке 0,57 от разрушающей появилась первая наклонная трещина, выделяющая сжатую наклонную полосу с внутренней стороны, длина составила 0,8 от высоты балки. Общий характер образования и развития трещин показан на рис. 3.17.



Б-7 $a/h_0=1$



Б-8 $a/h_0=1,5$

Рис. 3.15. Фотографии опытных образцов коротких балок серии 2

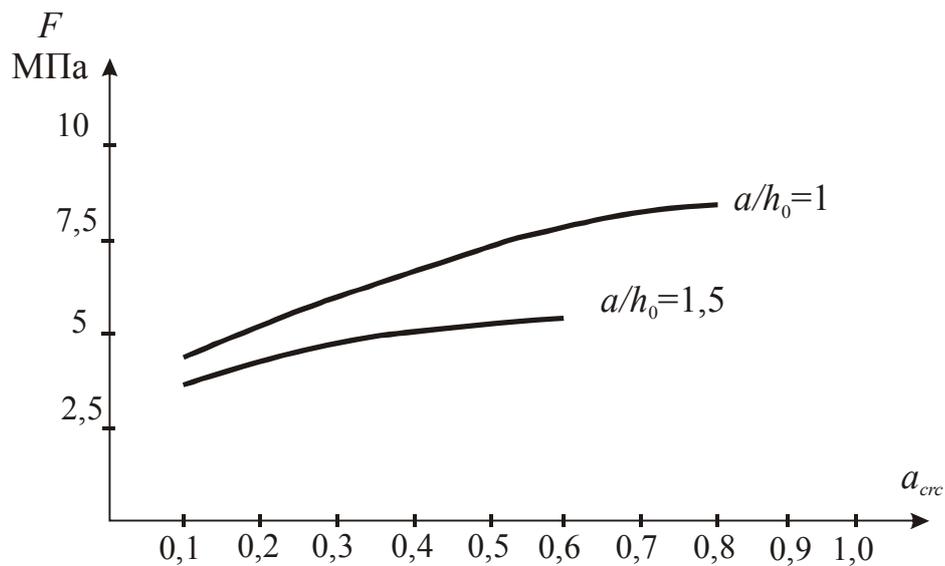


Рис. 3.16. Ширина раскрытия наклонных граничных трещин в балках с равномерно распределенными вертикальными стержнями

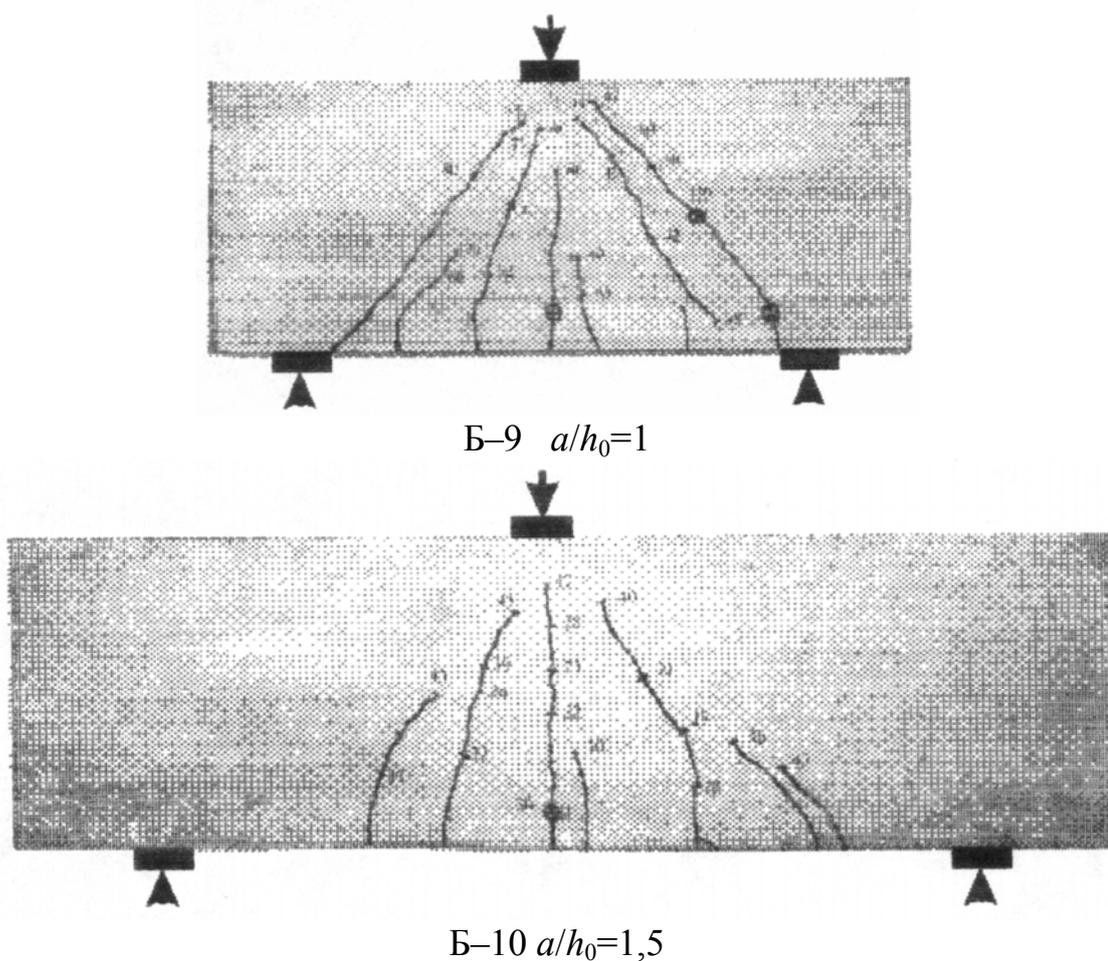


Рис. 3.17. Фотографии опытных образцов коротких балок серии 3

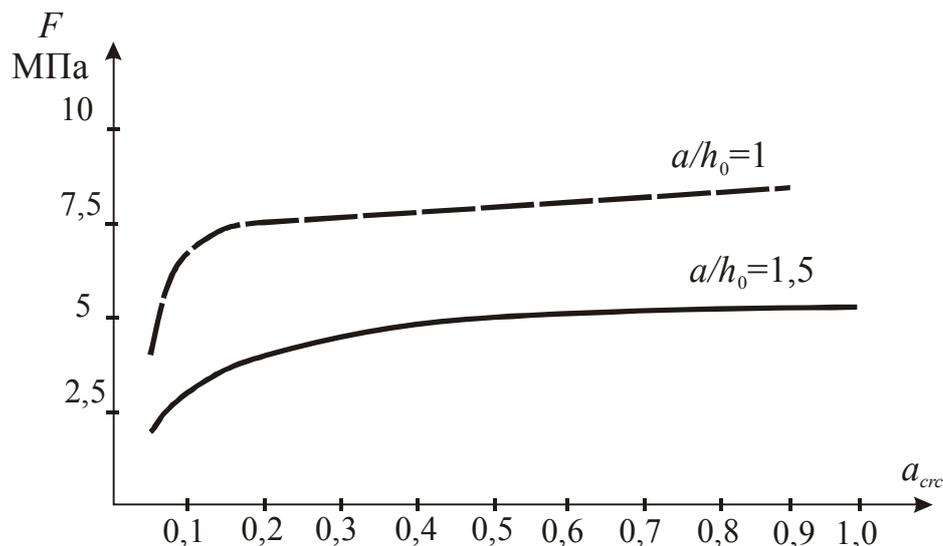


Рис. 3.18. Ширина раскрытия вертикальных трещин в балках с равномерно распределенными горизонтальными стержнями

В балке Б–10 с пролетом среза $a/h_0=1,5$, как и в предыдущем образце, первой появилась вертикальная трещина при нагрузке, равной 0,4 от разрушающей, длина в момент образования составляла 0,3 от высоты балки. При нагружении трещина увеличивалась в длину и ширину. К моменту разрушения общая длина трещины составила 0,8 h , ширина раскрытия a_{crc} показана на рис. 3.18. Общий характер развития трещин показан на рис. 3.17.

Особенности напряженно-деформированного состояния коротких балок

Отметим следующие особенности НДС коротких балок, армированных распределенной арматурой в виде горизонтальных и вертикальных хомутов. Армирование вертикальными и горизонтальными хомутами значительно снижает концентрацию напряжений под грузовой и над опорными площадками. В балках с пролетом среза меньше 1, армированных распределенной арматурой, изменяется характер образования трещин в бетоне сжатых полос. В балках, испытанных авторами, трещины становятся прерывистыми, увеличивается их количество по длине и ширине наклонной сжатой бетонной полосы. В растянутой зоне испытанных балок влияние вертикальных и горизонтальных хомутов характеризуется резким увеличением количества трещин, они равномерно рассредоточиваются по растянутой зоне. Общая картина трещинообразования выявляет растянутую зону балок, расположенную между опорными площадками, и характерно очерчивает треугольную форму этой зоны (см. рис. 3.12, 3.19). Наличие распределенной арматуры предотвратило образование трещин в сжатых участках бетона, расположенных между грузовой и опорной площадками в балках Б–9...Б–10 с пролетом среза от 1 до 1,5.

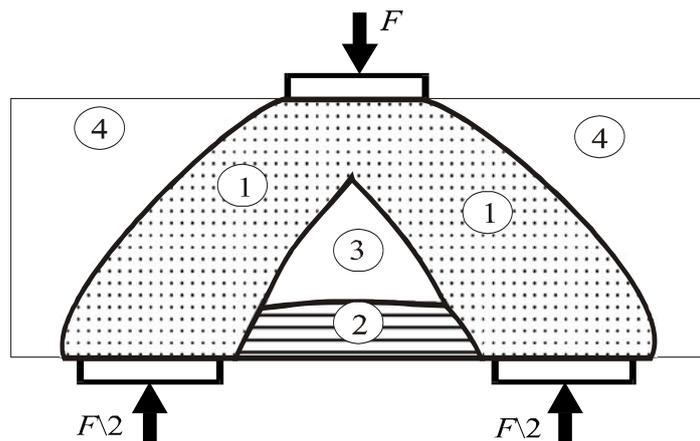


Рис. 3.19. Зоны напряженно-деформированного состояния коротких балок

Общей, весьма характерной особенностью балок, имеющих вертикальные и горизонтальные хомуты, является значительное повышение усилий их образования. Степень повышения усилий образования трещин, зависящая от вида распределенной арматуры и пролета среза, рассматривается ниже.

Схема разрушения

В балке Б–8 с вертикальными хомутами и пролетом среза 1,5 балки разрушались по сжатой бетонной полосе при активном развитии наклонной трещины с диагональной траекторией внутри сжатого подкоса. В балке Б–7 разрушение сжатой полосы характеризуется наличием прерывистых наклонных трещин, концентрирующихся у внутренней грани наклонной сжатой полосы, то есть в зоне максимальных напряжений внутри сжатой бетонной полосы. При этом в балках Б–7 и Б–8 разрушающая сила увеличилась в 1,65–1,6 раза.

В балке Б–9 с пролетом среза $a/h_0=1$ разрушение происходило почти одновременно по сжатой и растянутой зоне. Основной характеристикой вида разрушений является активное развитие наклонных и вертикальных трещин и увеличение их количества. Разрушающее усилие возросло в 1,4 раза. Разрушение балки Б–10 произошло по растянутой зоне с активным раскрытием вертикальных трещин, выделяющих сжатую зону бетона. Разрушающее усилие увеличилось в 1,5 раза.

3.2.4. Анализ результатов испытания коротких балок

В данном разделе приведены результаты анализа данных, полученных при испытании коротких балок. Выбрана форма анализа в виде оценки выявленных особенностей НДС, а также оценки исследуемых факторов.

Оценка напряженно-деформированного состояния коротких балок при увеличении пролета среза

Оценивая характер НДС коротких балок при увеличении пролета среза до 1,5, следует отметить, что основную роль в сопротивлении коротких балок продолжают играть главные сжимающие и главные растягивающие напряжения. Однако с увеличением пролета среза происходит снижение угла наклона при одновременном уменьшении ширины сжатой бетонной полосы, в пределах которой концентрируются траектории главных сжимающих напряжений (см. рис. 3.9, 3.14). Кроме того, несколько изменяется характер распределения главных сжимающих напряжений по ширине расчетных бетонных полос. Происходит увеличение напряжений у внутренней грани расчетной полосы (см. рис. 3.11). С увеличением пролета среза $a/h_0 \leq 1,5$ увеличивается неравномерность главных растягивающих напряжений, концентрирующихся у нижней грани балки. Характер образования и развития трещин в балках с a/h_0 от 1 до 1,5 и в балках с $a/h_0 \leq 1$ принципиальных отличий не имеет.

На основе сказанного можно сделать вывод о том, что с увеличением пролета среза возникает тенденция к снижению основной роли главных напряжений. Очевидно, что при увеличении пролета среза $a/h_0 > 1,5$ следует ожидать изменения качественной картины НДС, то есть перехода коротких балок в обычные балки.

В целом, в балках с $1 \leq a/h_0 \leq 1,5$ границы наклонных напряженных полос, в пределах которых концентрация траекторий главных сжимающих напряжений, так же как и в балках с $a/h_0 \leq 1$, обуславливаются размерами грузовых и опорных площадок (см. рис. 3.14). Именно в этих участках бетона концентрируются главные сжимающие напряжения с максимальными значениями.

Построение характерных зон напряженно-деформированного состояния

Результаты проведенных исследований являются весьма исчерпывающими для того, чтобы построить схему напряженно-деформированного состояния коротких балок, аналогичную [6, 55] для того, чтобы продемонстрировать изменение НДС коротких балок при увеличении пролета среза от 1 до 1,5.

Согласно картине напряженно-деформированного состояния балок с пролетом среза $a/h_0 \leq 1$ поверхность бетона разделяется на характерные зоны, как и в балках с пролетом среза $a/h_0 \leq 1$ [6, 55]. Траектории главных

сжимающих напряжений (деформаций укорочения) концентрируются в наклонные потоки, направленные от грузовой к опорным площадкам. В нижней зоне балки выделяется горизонтальный поток, в пределах которого концентрируются траектории главных растягивающих напряжений (деформаций удлинения). Наклонные сжатые потоки окружаются с внутренней и внешней стороны зонами, с характерными незначительными напряжениями.

Таким образом, поверхность бетона балок с a/h_0 от 1 до 1,5, так же как и балок с $a/h_0 \leq 1$ [6, 55], можно разделить на четыре характерные зоны, показанные на рис. 3.19. Первая зона представляет собой наклонную полосу, расположенную между грузовой и опорной площадками, в пределах которой концентрируются главные сжимающие напряжения. Вторая зона представляет собой горизонтальный участок в нижней части балки, в пределах которого концентрируются главные растягивающие напряжения. Третья и четвертая зоны располагаются с внутренней и с внешней стороны сжатого наклонного участка бетона и характеризуются малыми напряжениями.

Отличительной особенностью балок с пролетом среза $1 \leq a/h_0 \leq 1,5$ от балок с $a/h_0 \leq 1$ является то, что с ростом значений a/h_0 происходит увеличение размеров малонапряженных участков бетона, окружающих сжатую зону, а также более выраженной становится зона, в пределах которой концентрируются главные растягивающие напряжения, что приводит к количественному и качественному влиянию указанных зон на работу наклонной сжатой бетонной полосы.

Классификация трещин

Выше указывалось, что с увеличением пролета среза от 1 до 1,5 характер образования трещин не изменяется. Целесообразно не изменять классификацию трещин, принятую ранее в работах [6, 55] (рис. 3.20). Напомним, что выделено четыре вида трещин. К первому виду отнесены вертикальные трещины Т–Р, расположенные в растянутой зоне балки. Ко второму виду отнесены наклонные трещины, названные граничными, – Т–Г. Характер расположения их меняется. Они могут выделять сжатую зону бетона как с внутренней, так и с внешней стороны, либо только с одной из сторон. К третьему типу отнесены: серия параллельных прерывистых наклонных трещин, расположенных в сжатой зоне бетона, – Σ Т–О, к четвертому типу отнесены магистральные наклонные трещины, расположенные внутри сжатой наклонной полосы, – Т–О. Схема расположения трещин показана на рис. 3.20.

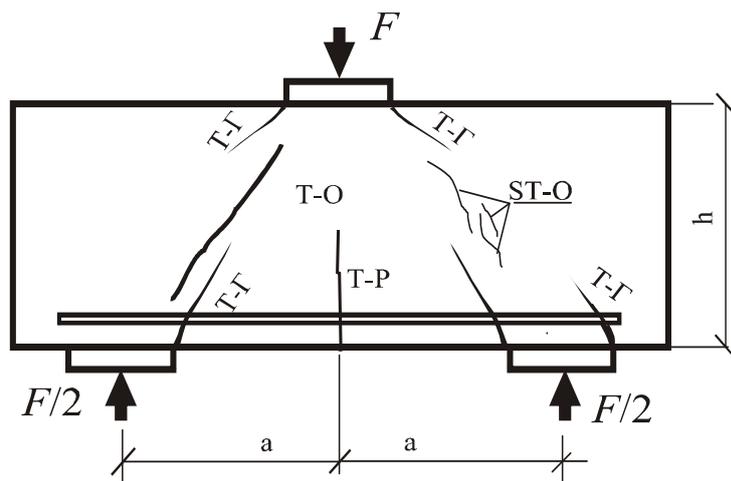


Рис. 3.20. Классификация трещин коротких балок

Оценка влияния исследуемых факторов на прочность и трещиностойкость коротких балок

В данной работе при исследовании коротких балок, в которых a/h_0 изменяется от 0,25 до 1,5, фактически изучен целый ряд основных факторов, влияющих на прочность и трещиностойкость коротких балок. Выше рассматривались особенности НДС коротких балок при изменении именно этих факторов. Однако оценка количественного влияния и оценка закономерности изменения соответствующих усилий рассматривается в этом разделе. Рассмотрим поочередно влияние каждого фактора.

На рис. 3.21 показан график влияния пролета среза на прочность сжатой зоны коротких балок без поперечной арматуры. График аппроксимирует результаты опытов при изменении a/h_0 от 0,25 до 1,5. Разрушающая сила в балках снижается в 1,6 раз при увеличении пролета среза в 3 раза.

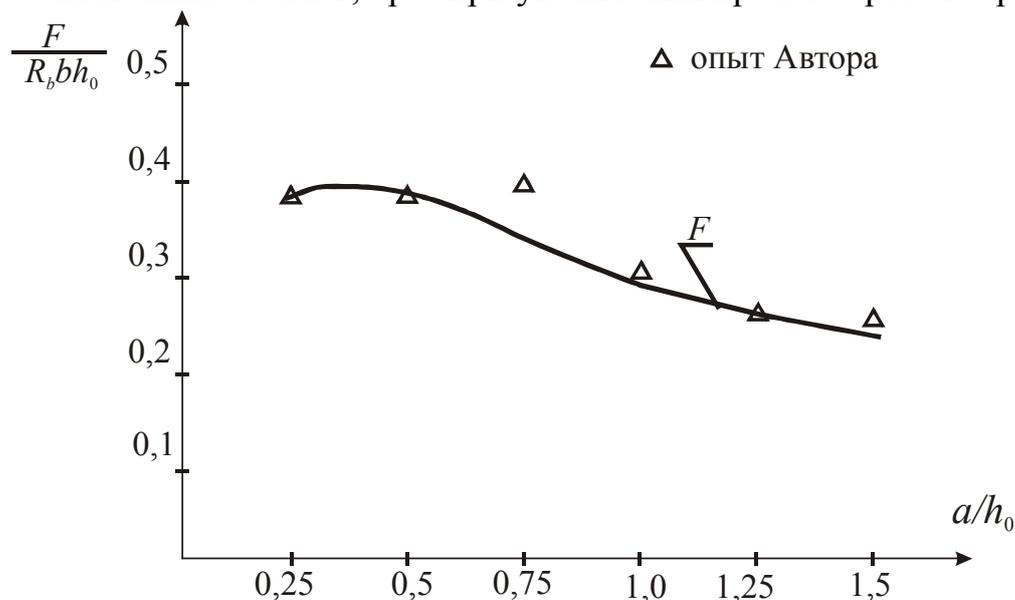


Рис. 3.21. График влияния пролета среза на прочность сжатой зоны балок

На рис. 3.22 приведен график влияния пролета среза на прочность растянутой зоны коротких балок без поперечной арматуры. График аппроксимирует результаты опытов при изменении a/h_0 от 0,5 до 1,5. Прочность балок интенсивно снижается. Разрушающая сила в коротких балках уменьшается в 3,5 раза при увеличении пролета среза в 3 раза.

На рис. 3.23 показан график влияния пролета среза на трещиностойкость наклонных трещин коротких балок без поперечной арматуры. График аппроксимирует результаты опытов при изменении a/h_0 от 0,25 до 1,5. Усилие образования наклонных трещин в коротких балках снижается в 2,3 раза при увеличении a/h_0 в 3 раза.

На рис. 3.24 приведен график влияния пролета среза на трещиностойкость вертикальных трещин коротких балок без поперечной арматуры. График аппроксимирует результаты опытов при изменении a/h_0 от 0,5 до 1,5. Усилие образования вертикальной трещины в коротких балках снижается в 2 раза при увеличении a/h_0 в 3 раза.

На рис. 3.8 показана ширина раскрытия трещин в коротких балках. Максимальная ширина раскрытия трещин в коротких балках изменяется от 0,8 до 1,3 мм при изменении a/h_0 от 0,75 до 1,5.

На рис. 3.25 приведен график влияния пролета среза на прочность сжатой зоны бетона коротких балок, армированных вертикальными хомутами. График аппроксимирует результаты опытов при изменении a/h_0 от 0,5 до 1,5. Разрушающая сила в балках снижается в 1,28 раза при увеличении a/h_0 в 3 раза.

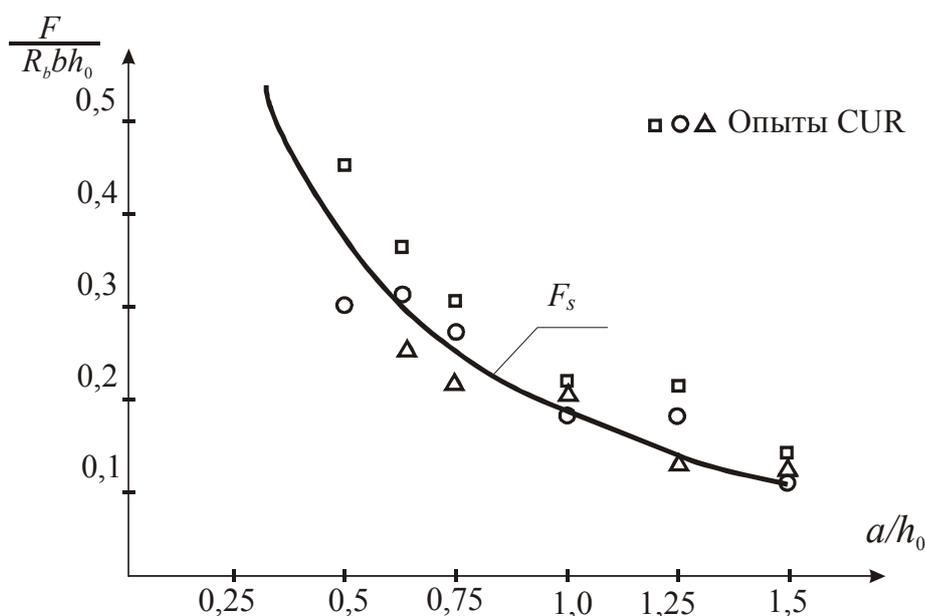


Рис. 3.22. График влияния пролета среза на прочность сжатой зоны балок

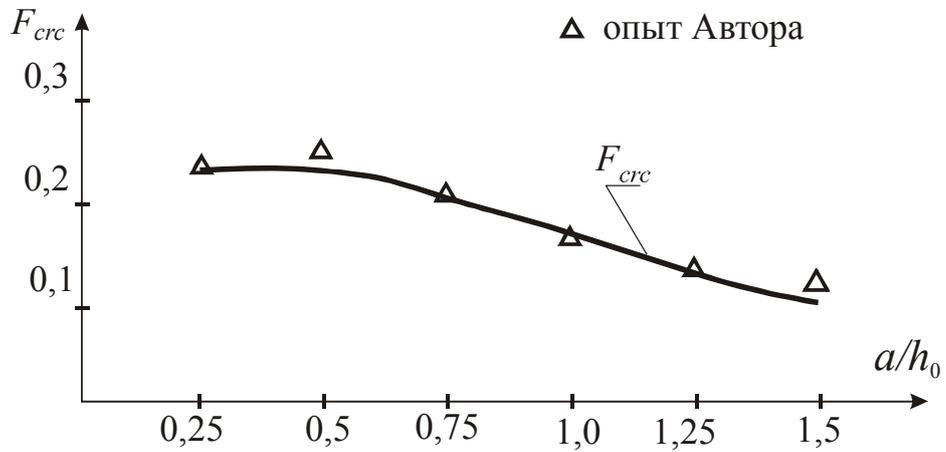


Рис. 3.23. График влияния пролета среза на трещиностойкость наклонных трещин коротких балок

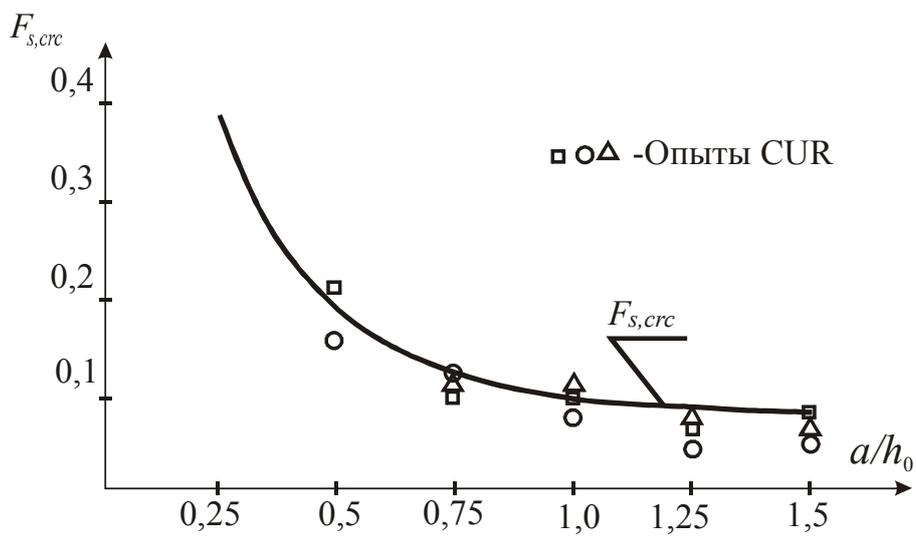


Рис. 3.24. График влияния пролета среза на трещиностойкость вертикальных трещин коротких балок

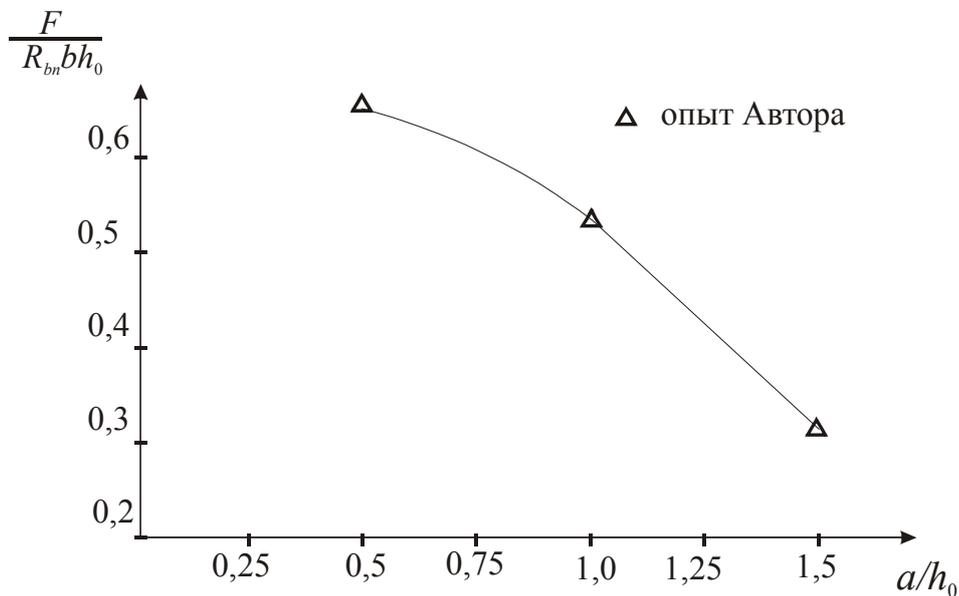


Рис. 3.25. График влияния пролета среза на прочность сжатой зоны балок, армированных вертикальными хомутами

На рис. 3.26 показан график влияния пролета среза на прочность растянутой зоны бетона коротких балок, армированных горизонтальными хомутами. График аппроксимирует результаты опытов при уменьшении a/h_0 от 1 до 1,5. Разрушающая сила в балках снижается в 1,7 раза при увеличении a/h_0 в 1,5 раза.

На рис. 3.27 приведен график влияния пролета среза на трещиностойкость наклонных трещин коротких балок, армированных вертикальными хомутами. График аппроксимирует результаты опытов при изменении a/h_0 от 0,5 до 1,5. Усилие образования наклонных трещин в коротких балках снижается в 1,45 раз при увеличении a/h_0 в 3 раза.

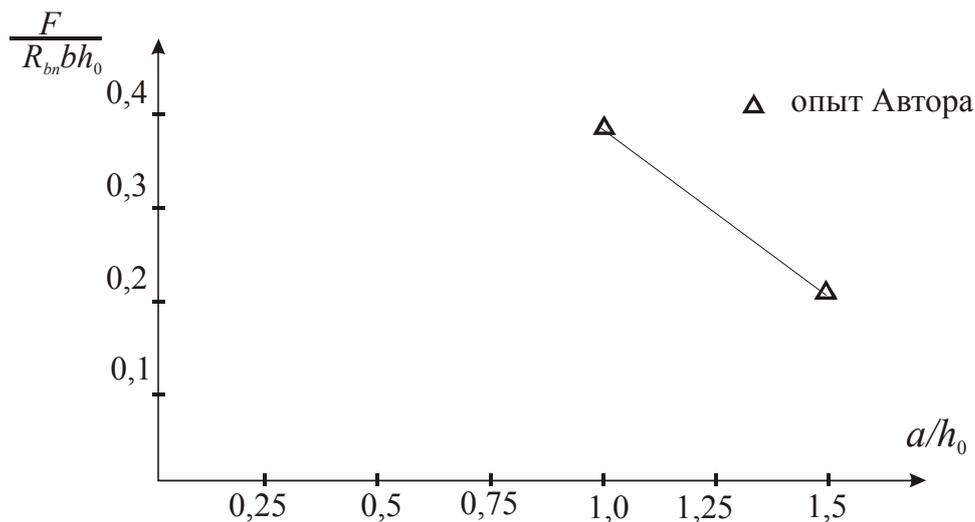


Рис. 3.26. График влияния пролета среза на прочность сжатой зоны балок, армированных горизонтальными хомутами

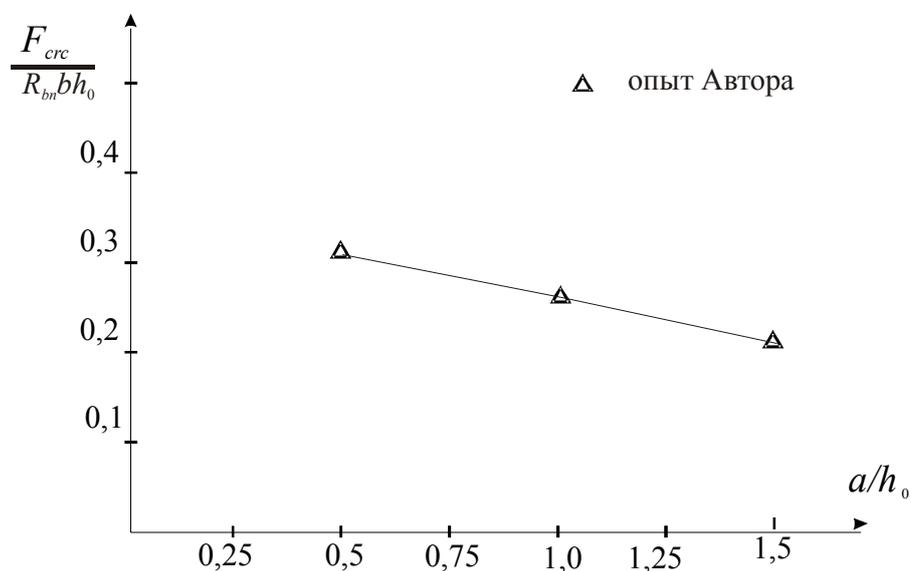


Рис.3.27. График влияния пролета среза на трещиностойкость наклонных трещин коротких балок, армированных вертикальными хомутами

На рис. 3.28 показан график влияния пролета среза на трещиностойкость нормальных трещин балок, армированных горизонтальными хомутами. График аппроксимирует результаты опытов при изменении a/h_0 от 1 до 1,5. Усилие образования вертикальных трещин в коротких балках снижается в 1,9 раз при увеличении a/h_0 в 1,5 раза.

На рис. 3.18 показана ширина раскрытия трещин в коротких балках, армированных горизонтальными хомутами. Максимальная ширина раскрытия трещин изменяется от 0,9 до 1 мм при изменении a/h_0 от 1 до 1,5.

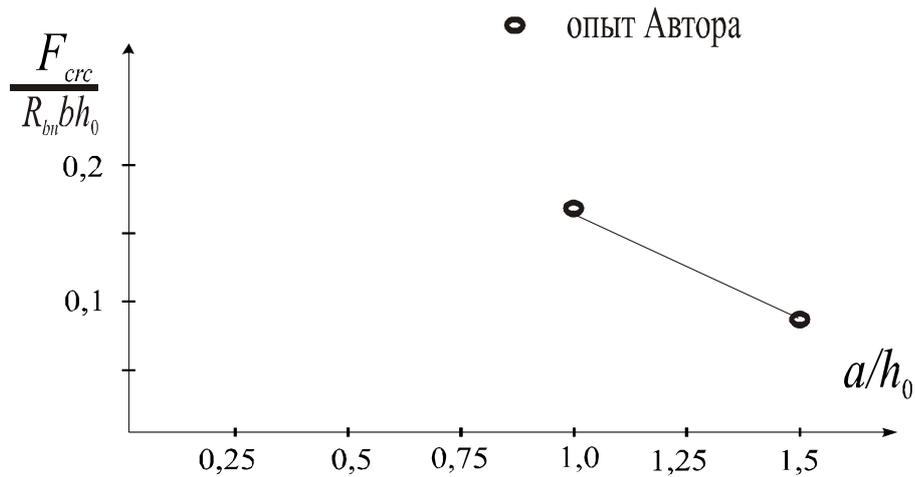


Рис.3.28. График влияния пролета среза на трещиностойкость вертикальных трещин коротких балок, армированных горизонтальными хомутами

На рис. 3.29, 3.30 приведены графики аппроксимации разрушающих усилий по сжатой зоне коротких балок без распределенной арматуры и балок, армированных вертикальными хомутами. Закономерности разрушающих усилий балок при изменении a/h_0 от 0,5 до 1,5 одинаковые. Прочность балок, армированных вертикальными хомутами, повышается в 1,6–1,65 раза.

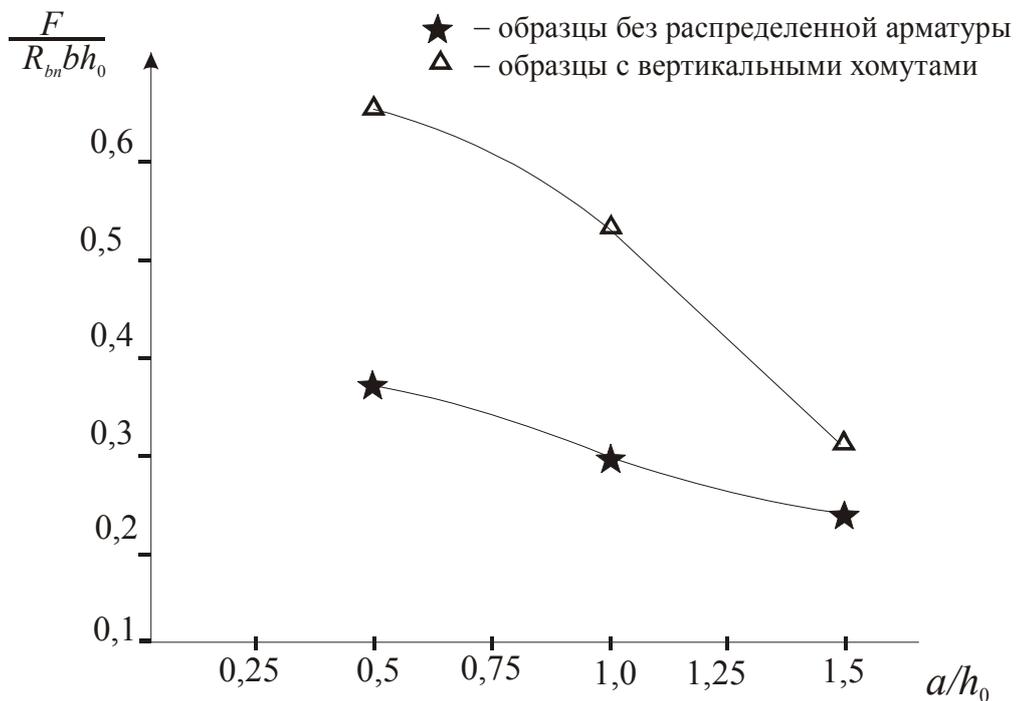


Рис. 3.29. График сопоставления разрушающих усилий по сжатой зоне балок без распределенной арматуры и балок с вертикальными хомутами

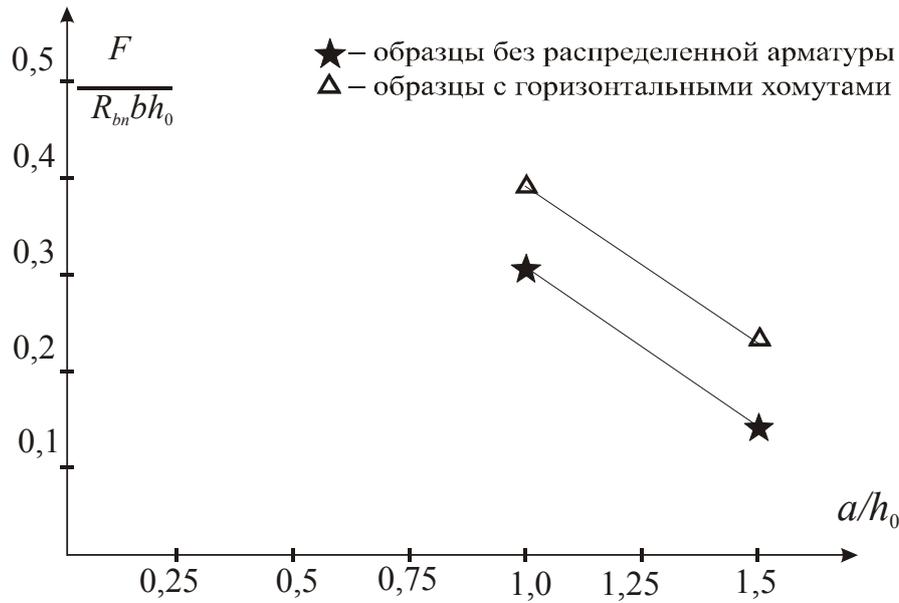


Рис.3.30. График сопоставления разрушающих усилий по растянутой зоне балок без распределенной арматуры и балок с горизонтальными хомутами

На рис 3.31 показаны графики аппроксимации разрушающих усилий по растянутой зоне коротких балок без поперечной арматуры и балок армированных горизонтальными хомутами. Закономерности разрушающих усилий балок при изменении a/h_0 от 1 до 1,5 одинаковые. Прочность балок, армированных горизонтальными хомутами, повышается в 1,4–1,5 раза.

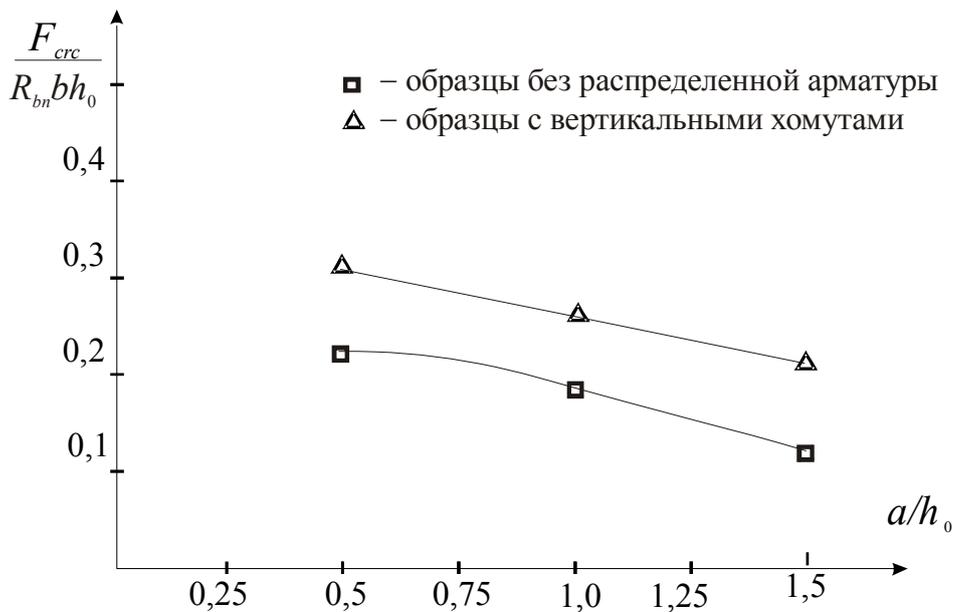


Рис. 3.31. График сопоставления усилий трещиностойкости балок без распределенной арматуры и балок с вертикальными хомутами

На рис 3.31 приведены графики аппроксимации усилий образования наклонных трещин коротких балок без поперечной арматуры и коротких балок с вертикальными хомутами. Закономерности усилий образования трещин при изменении a/h_0 от 0,5 до 1,5 одинаковые. Усилие образования наклонных трещин коротких балок, армированных вертикальными хомутами, повышается в 1,45–1,7 раза.

На рис. 3.32 показаны графики аппроксимации усилий образования нормальных трещин коротких балок без поперечной арматуры и коротких балок с горизонтальными хомутами. Закономерности усилий образования трещин при изменении a/h_0 от 1 до 1,5 одинаковые. Усилие образования вертикальной трещины коротких балок, армированных горизонтальными хомутами, повышается в 1,4–1,3 раза.

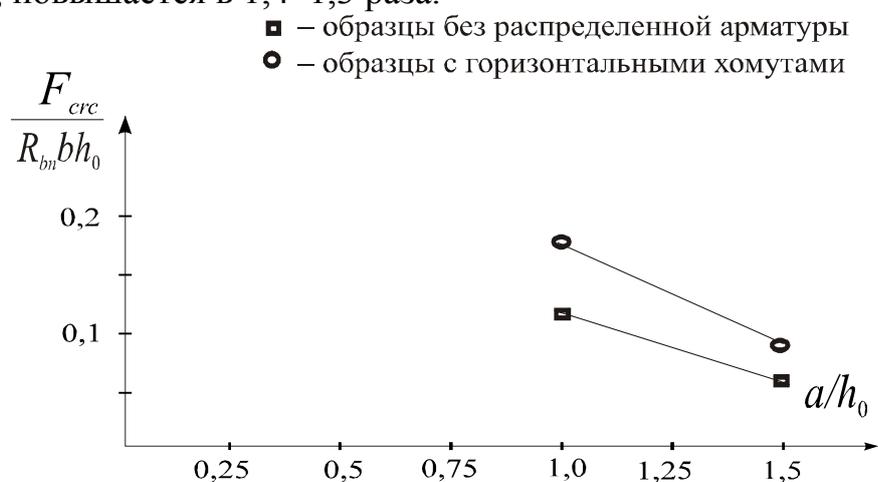


Рис. 3.32. График сопоставления усилий трещиностойкости балок без распределенной арматуры и балок с горизонтальными хомутами

Следует отметить, что армирование вертикальными и горизонтальными хомутами принципиально не изменяет схемы разрушения, характер образования трещин коротких балок, но вносит некоторые особенности, описанные выше.

Разрушающие усилия

При испытании коротких балок, проведенных авторами и институтом строительства CUR [82], выявлены разрушающие усилия, а также усилия образования и развития трещин при изменении основных факторов. Результаты приведены в табл. 3.4, 3.5.

Таблица 3.5
 Результаты экспериментальных исследований Института строительства Голландии CUR [82]

Серия образцов	Марка образцов	l_{sup} , см	μ_s , %	μ_{sw} , %	R_s , кг/см ²	a/h_0	R_{bn} , кг/см ²	$F_{сгс}$, кг·10 ⁻³	$F_{сгс}$, (a _{сгс} =0,3мм) кг/см ² ·10 ⁻³	$F_{сгс}$, (a _{сгс} =1мм), кг·10 ⁻³	$F_{тест}$, кг·10 ⁻³	Вид разрушения
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
IV	Б-1	4,5	0,679	0	2740	0,75	236	25	35	47,5	47,5	по растянутой зоне
	Б-2					1,0		20	28,5	35	37,5	
	Б-3					1,25		15	22	29	31,5	
	Б-4					1,5		10	17	25	25	
V	Б-1	9	0,679	0	2740	0,5	236	36	45	66,5	66,5	по растянутой зоне
	Б-2					0,625		27	40	63,5	63,5	
	Б-3					0,75		25	37,5	52,5	57,5	
	Б-4					1,0		17,5	30	37,5	37,5	
	Б-5					1,25		8	18	30	35	
	Б-6					1,5		10	18	25	25	
VI	Б-1	18	0,679	0	2740	0,5	236	45	80	95,5	95,5	по растянутой зоне
	Б-2					0,625		30	62,5	75	80	
	Б-3					0,75		22,5	42,5	60	65	
	Б-4					1,0		19	29	40	40	
	Б-5					1,25		12	27	32,5	42,5	
						1,5		11,5	17,5	27,5	27,5	

Итак, основную роль в сопротивлении коротких балок с a/h_0 от 1 до 1,5, так же как и в балках с $a/h_0 \leq 1$, играют главные сжимающие и главные растягивающие напряжения. Это значит, что границы определения коротких балок, установленные на основе критерия пролета среза, можно раздвинуть до 1,5.

Особенностью НДС коротких балок с a/h_0 от 1 до 1,5 является снижение угла наклона траекторий главных сжимающих напряжений; уменьшение ширины сжатой бетонной полосы и концентрация главных сжимающих напряжений у внутренней грани наклонной бетонной полосы.

В балках с пролетом среза a/h_0 от 1 до 1,5, так же как и в балках с $a/h_0 \leq 1$, установлено три вида характерных трещин: наклонные трещины, выделяющие сжатую полосу бетона, вертикальные трещины в бетоне растянутой зоны и серия наклонных прерывистых трещин, характерных при раздавливании бетона.

В балках с пролетом среза a/h_0 от 1 до 1,5, так же как и в балках с $a/h_0 \leq 1$, выявлено два вида разрушения – разрушение по наклонной сжатой бетонной полосе и по растянутому арматурному поясу.

В балках, армированных распределенной арматурой в виде горизонтальных и вертикальных хомутов, разрушающее усилие увеличивается в 1,4–1,65 раза, усилие образования трещин увеличивается в 1,3–1,7 раза при изменении пролета среза от 1 до 1,5. При этом в балках с a/h_0 от 1 до 1,5 характер образования трещин и схемы разрушения не изменяются по сравнению с балками с $a/h_0 \leq 1$.

Максимальная величина раскрытия трещин в коротких балках изменяется от 0,8 до 1,3 мм при увеличении a/h_0 от 0,75 до 1,5.

Максимальная величина раскрытия трещин в коротких балках, армированных распределенной арматурой в виде вертикальных хомутов, изменяется от 0,6 до 0,8 мм при изменении a/h_0 от 1 до 1,5.

Максимальная величина раскрытия трещин в коротких балках, армированных распределенной арматурой в виде горизонтальных хомутов, изменяется от 0,9 до 1 мм при изменении a/h_0 от 1 до 1,5.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам проведенных авторами экспериментально-теоретических исследований можно сделать следующие выводы.

Выявлено, что по характеру работы и напряженно-деформированного состоянию ростверки в значительной степени отличаются от балочных элементов, методика расчета которых используется как аналог при проектировании ленточных ростверков.

Определены особенности работы ростверка, заключающиеся в большом соотношении ширины свай-опор к его высоте, малой величине пролета среза, а также в смещении действующей нагрузки относительно осей опорных площадок.

В результате физического эксперимента получены новые данные о закономерности и характере образования и развития трещин в бетоне для ростверков с двухрядным и шахматным расположением свай. Разрушение ростверков первой серии происходило по сжатой зоне бетона, расположенной над опорой-сваей при образовании серии наклонных трещин у опорного сечения. Характерно, что наклонные трещины имеют пространственный характер и выделяют сжатые участки бетона в продольном и поперечном направлениях.

Ростверки второй серии разрушались по растянутой зоне при активном развитии нормальных трещин. Схема разрушения ростверков по нижней грани представляет собой перекрестное расположение нормальных трещин в плане, проходящих по средней части пролетов в поперечном и продольном направлениях.

Обобщенный анализ результатов физического эксперимента показал, что в ростверках определяющую роль играют главные сжимающие и растягивающие напряжения. При этом траектории максимальных главных сжимающих напряжений концентрируются в объемные потоки пространственной ориентации.

Исследования подтвердили, что в программе работы удачно выбраны и обоснованы исследуемые факторы – схема расположения свай, шаг свай, схема и виды армирования растянутой зоны. Исследуемый пролет среза (0,5...1,5) соответствует условной границе между ленточными и отдельностоящими ростверками, принятой в практике проектирования.

Основную роль в работе многорядных свайных ростверков под колонну играют главные сжимающие и растягивающие напряжения, которые концентрируются в наклонных сжатых бетонных полосах, расположенных над опорами-сваями и в горизонтальных растянутых арматурных поясах.

Особенностями напряженно-деформированного состояния ростверков под колонны при многорядном расположении свай являются пространственная ориентация условных бетонных полос, в которых концентри-

руются траектории главных сжимающих напряжений, уменьшение напряжений над сваями-опорами по мере их удаления от оси колонны с одновременным уменьшением углов наклона и ширины указанных полос.

Классификация трещин в ростверках аналогична трещинам в коротких балках и консолях. Особенностью развития трещин в ростверках под колонны при многорядном расположении свай является криволинейная траектория граничных трещин полуарочного характера, которые выделяют участок ростверка над наиболее нагруженными сваями, близко расположенными к колонне.

Проблема определения положения условных грузовых площадок, соответствующих числу свай, решена с учетом напряженно-деформированного состояния ростверков.

Основную роль в сопротивлении коротких балок с a/h_0 от 1 до 1,5, так же как и в балках с $a/h_0 \leq 1$, играют главные сжимающие и главные растягивающие напряжения.

Выявлен характер изменения положения наклонных участков, в пределах которых концентрируются главные сжимающие напряжения при увеличении пролета среза от 0,25 до 1,5. Особенность заключается в том, что при увеличении пролета среза снижается угол главных сжимающих напряжений, уменьшается ширина наклонного участка, в пределах которого происходит концентрация главных сжимающих напряжений.

В балках, с пролетом среза a/h_0 от 1 до 1,5, так же как и в балках с $a/h_0 \leq 1$, установлено четыре вида характерных трещин – наклонные трещины, выделяющие сжатую полосу бетона, вертикальные трещины в бетоне растянутой зоны, серия наклонных прерывистых трещин, характерных при раздавливании бетона, и наклонная трещина, проходящая по диагонали сжатой бетонной полосы.

В балках с пролетом среза a/h_0 от 1 до 1,5, так же как и в балках с $a/h_0 \leq 1$, выявлено два вида разрушения – разрушение по наклонной сжатой бетонной полосе и по растянутому арматурному поясу.

В балках, армированных распределенной арматурой в виде горизонтальных и вертикальных хомутов, разрушающее усилие увеличивается в 1,4–1,65 раза, усилие образования трещин увеличивается в 1,3–1,7 раза, ширина раскрытия трещин уменьшается в 1,3 раза.

Выявлено отличие коротких балок от обычных балок по характеру распределения нормальных направлений σ_x . Отличительной особенностью коротких балок является наличие нескольких нулевых линий, а также характер их расположения.

Выявлено отличие коротких балок от обычных балок по характеру распределения нормальных напряжений σ_y . Установлено, что при увеличении пролета среза от 0,5 до 1,5 снижается взаимное влияние зон местных напряжений за счет увеличения расстояний между линиями $\sigma_{y \max}$.

Увеличены границы пролета, среза, которые служат определением коротких балок. Ранее границей класса коротких элементов считался пролет среза $a/h_0 \leq 1$. Авторами предлагают короткими считать балки с пролетом среза $a/h_0 \leq 1,5$. Обоснованием служит тот факт, что в балках с пролетом среза от 1 до 1,5 прочность определяется главными сжимающими и главными растягивающими напряжениями, как и в балках с $a/h_0 \leq 1$.

Практическое значение комплексной программы экспериментально-теоретических исследований железобетонных толстых плит позволяет совершенствовать процесс проектирования за счет экспериментального обоснования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ахвердов, И.А. О характере разрушения бетона при различных напряженных состояниях [Текст] / И.А. Ахвердов, Л.П. Лукшо // Бетон и железобетон. – 1964. – №7.
2. Баженов, Т.Л. Исследование работы коротких конструкций [Текст] / Т.Л. Баженов, Б.А. Кудрин // Железобетонные конструкции. – Вып. 37. – Горький, 1961 (ГИСИ).
3. Байков, В.Н. Определение сил сцепления арматуры с бетоном в балках в стадии после образования трещин [Текст] / В.Н. Байков, А.В. Байкова. – В кн.: Теории железобетона. – М.: Стройиздат, 1972.
4. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст] / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 5-е изд. – М.: Стройиздат, 1991.
5. Баранова, Т.И. Прочность коротких железобетонных элементов при действии поперечных сил [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / Т.И. Баранова. – М., 1976.
6. Баранова, Т.И. Короткие железобетонные элементы (экспериментально-теоретические исследования, методы расчета, конструирования) [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / Т.И. Баранова. – М., 1986. – 486 с.
7. Баранова, Т.И. Расчет коротких железобетонных консолей на действие поперечных сил [Текст] / Т.И. Баранова, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1976. – №9.
8. Баранова, Т.И. Совершенствование метода расчета верхних ригелей двухветвевых колонн [Текст] / Т.И. Баранова, А.В. Кузин, Б.С. Соколов // Бетон и железобетон. – 1981. – №6.
9. Баранова, Т.И. Новый метод расчета поперечной арматуры в коротких элементах [Текст] / Т.И. Баранова, О.В. Лаврова // Информационный листок. – №218–86. – Пенза, ЦНТИ.
10. Баранова, Т.И. Прочность перемычек двухветвевых колонн [Текст] / Т.И. Баранова, Б.С. Соколов // Бетон и железобетон. – 1984. – №1. – С. 5–6.
11. Безухов, К.Н. Исследование коротких железобетонных консолей [Текст] / К.Н. Безухов // Вестник инженеров и техников. – 1948. – №3.
12. Берг, О.Я. Исследование прочности и деформативности бетона при двухслойном сжатии [Текст] / О.Я. Берг, Н.В. Смирнов // Исследование прочности и долговечности бетона транспортных сооружений. – Вып. 60. – М., 1966 (ЦНИС).

13. Берг, О.Я. Об оценке прочности элементов конструкций при плоском напряженном состоянии [Текст] / О.Я. Берг, Н.В. Смирнов // Транспортное строительство. – 1965. – №9.

14. Берг, О.Я. Высокопрочный бетон [Текст] / О.Я. Берг., Е.Н. Щербаков. – М.: Стройиздат, 1971.

15. Бердичевский, Г.И. Поперечная арматура в железобетонных балках [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / Г.И. Бердичевский. – М., 1940 (МИСИ им. Куйбышева В.В)

16. Богаткин, И.Л. Расчет железобетонных элементов на действие поперечной силы [Текст] / И.Л. Богаткин, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1963. – №7.

17. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции [Текст] / В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М.: Высш. шк., 1987.

18. Боришанский, М.С. Расчет железобетонных элементов при действии поперечных сил [Текст] / М.С. Боришанский // Бетон и железобетон, Расчет и конструирование железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1964.

19. Боришанский, М.С. Образование косых трещин в стенках предварительно-напряженных балок и влияние предварительного напряжения на прочность при действии поперечных сил [Текст] / М.С. Боришанский, Ю.К. Николаев // Прочность и жесткость железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1968 (НИИЖБ).

20. Васильев, П.И. Сопротивление железобетонных балок поперечным силам [Текст] / П.И. Васильев, О.А. Рочняк. – Минск, 1978.

21. Веригин, К.П. Сопротивление бетона разрушению при одновременном действии осевого растяжения и сжатия [Текст] / К.П. Веригин // Бетон и железобетон. – 1956. – №2.

22. Веригин, К.П. Сопротивление бетона при совместном действии осевых и поперечных сил [Текст] / К.П. Веригин // Бетон и железобетон. – 1960. – №10.

23. Викторов, В.В. Прочность сплошных консолей стен при нагружении сосредоточенными силами [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / В.В. Викторов. – 1994.

24. Власов, Г.М. К вопросу прочности и трещиностойкости бетона в условиях плоского напряженного состояния растяжение – сжатие [Текст] / Г.М. Власов, М.Б. Лифшиц // Исследование работы искусственных сооружений. – Вып.86. – Новосибирск, 1969 (НИИЖБ).

25. Гвоздев, А.А. Некоторые вопросы методики исследований прочности и деформации бетона и железобетонных конструкций. Методики

лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций [Текст] / А.А. Гвоздев // Труды координального совещания. – М.: Госстройиздат, 1962.

26. Гвоздев, А.А. Прочность бетона при двухосном напряженном состоянии [Текст] / А.А. Гвоздев, Т.М. Бич // Бетон и железобетон. – 1974. – №7.

27. Гвоздев, А.А. Силы зацепления в наклонной трещине [Текст] / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов, И.А. Титов // Бетон и железобетон. – 1975. – №3. – С. 44–45.

28. Гвоздев, А.А. К расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов [Текст] / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1978. – №11. – С. 27–28.

29. Гвоздев, А.А. Прочность элементов с двузначной эпюрой моментов на действие поперечных сил [Текст] / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов, Х.А. Зиганшин // Бетон и железобетон. – 1982. – №3. – С. 36–37.

30. Гвоздев, А.А. Переходные формы между разрушением по наклонному сечению и продавливанием [Текст] / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов, К.Е. Ермуханов // Бетон и железобетон. – 1980. – №3. – С. 27–29.

31. Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона [Текст] / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – С. 316.

32. ГОСТ 1011180–78. Бетоны. Методы определения прочности на сжатие и растяжение [Текст]. – Переизд. Октябрь, 1985 с изм. 1 – Взамен ГОСТ 101180 – 74; Введение 01.01.80. – Издательство стандартов, 1985.

33. ГОСТ 12004–81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение [Текст]. – М., 1982. – С. 15.

34. ГОСТ 24452–80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона [Текст]. – М., 1981. – С. 1–10.

35. Железобетонные двухветвевые для одноэтажных зданий с мостовыми кранами. Шифр 125-79. Технические решения [Текст]. – М., 1980.

36. Зайцев, Л.Н. учет влияния поперечных сил на прогибы железобетонных балок, имеющих трещины в бетоне [Текст] / Л.Н. Зайцев, В.Г. Трынов // Предельные состояния элементов железобетонных конструкций. – М., Стройиздат, 1976 (НИИЖБ).

37. Зайцев, Л.Н. Особенности напряженного состояния в стержневом железобетонном элементе вблизи нагрузки, приложенной по площади [Текст] / Л.Н. Зайцев, В.Д. Чуприн // Исследование стержневых и плитных железобетонных статически неопределимых конструкций. – М.: Стройиздат, 1979. – С. 64–82.

38. Залесов, А.С. Прочность наклонных сечений [Текст] / А.С. Залесов // Новое в проектировании железобетонных конструкций (материалы семинара МДНТП). – М., 1974.

39. Залесов, А.С. расчет прочности железобетонных конструкций на действие поперечных сил и кручения [Текст] / А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1976. – №6.

40. Залесов, А.С. Новый метод расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям [Текст] / А.С. Залесов // Расчет и конструирование железобетонных конструкций: труды НИИЖБ. – М., 1977. – Вып. 33. – С. 16–28.

41. Залесов, А.С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчета прочности [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / А.С. Залесов. – М., 1979.

42. Залесов, А.С. Новый подход к расчету коротких элементов при действии поперечных сил [Текст] / А.С. Залесов, Т.И. Баранова // Бетон и железобетон. – 1979. – №3.

43. Залесов, А.С. совершенствование методов расчета коротких консолей при действии статической и многократно повторной нагрузки [Текст] / А.С. Залесов, Т.И. Баранова, А.В. Кузин // Совершенствование форм, методов расчета и конструирования железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1983. – С. 18–22.

44. Залесов, А.С. исследование прочности по наклонным сечениям элементов с двухзначной эпюрой моментов [Текст] / А.С. Залесов, Х.А. Зиганшин // Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. НИИЖБ Госстроя СССР: сб. – М., 1980.

45. Залесов, А.С. Влияние прочности бетона на несущую способность железобетонных элементов при действии поперечных сил. УП Всесоюзная конференция по бетону и железобетону. Расчет и конструирование железобетонных конструкций [Текст] / А.С. Залесов, О.Ф. Ильин. – М.: Стройиздат, 1972.

46. Залесов, А.С. Несущая способность железобетонных элементов при действии поперечных сил [Текст] / А.С. Залесов, О.Ф. Ильин // Бетон и железобетон. – 1973. – № 6.

47. Залесов, А.С. Опыт построения новой теории прочности балок в зоне действия поперечных сил [Текст] / А.С. Залесов, О.Ф. Ильин. – В кн.: Новое о прочности железобетона. – М.: Стройиздат, 1977. – С. 76–115.

48. Залесов, А.С. Расчет железобетонных элементов на кручение с изгибом на основе кривых взаимодействия [Текст] / А.С. Залесов, Н.Н. Лес-

сиг // Межотраслевые вопросы строительства. Отечественный опыт: сб. реф. – М., 1970. – № 1.

49. Зорич, А.С. Несущая способность по наклонным сечениям железобетонных балок из высокопрочных бетонов [Текст] / А.С. Зорич // Строительные конструкции. – Вып. XIX. – Киев: Будівельник, 1972.

50. Игнатавичус, И.Б. О несущей способности прямоугольных и тавровых балок по наклонному сечению [Текст] / И.Б. Игнатавичус // IV конференция молодых ученых и специалистов Прибалтики и Белорусской ССР по проблемам строительства. – Рига, 1971.

51. Иващенко Ю.А. Экспериментальные исследования сцепления арматуры с бетоном при кратковременном и длительном действии нагрузки [Текст] / Ю.А. Иващенко, В.М. Цехмистров, В.Г. Колбасин, А.А. Оатул // Вопросы сцепления арматуры с бетоном: сб. тр. ЧПИ. – Челябинск, 1968. – № 56.

52. Карпенко, Н.И. Об одной характерной функции прочности бетона при трехосном сжатии [Текст] / Н.И. Карпенко // Строительная механика и расчет сооружений. – 1982. – №2.

53. Кольнер, В.М. Сцепление с бетоном и прочность заделки стержневой арматуры периодического профиля [Текст] / В.М. Кольнер, Ш.А. Алиев, Б.С. Гольфейн // Бетон и железобетон. – 1965. – № II.

54. Корнюхин, А.В. Прочность ростверков свайных фундаментов при двухрядном и шахматном расположении свай. [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / А.В. Корнюхин. – Пенза, 1997. – 161 с.

55. Коровин, Н.Н. Результаты испытаний и рекомендации по расчету железобетонных ростверков свайных фундаментов [Текст] / Н.Н. Коровин, В.Н. Голосов // Промышленное строительство. – 1969. – № 4.

56. Кочеткова, М.В. Влияние размеров поперечного сечения колонны на прочность ростверков при многорядном расположении свай [Текст]: материалы 29-й научно-технической конференции / М.В.Кочеткова. – Пенза: ПГАСА, 1997. – С. 47.

57. Кочеткова, М.В. Экспериментальные исследования ростверков под колонну при многорядном расположении свай [Текст] / М.В.Кочеткова // Современное строительство: материалы международной научно-практической конференции. – Пенза: ПДЗ, 1998. – С. 104–105.

58. Кочеткова, М.В. Анализ прочности шести- и восьмисвайных ростверков под колонну [Текст] / М.В.Кочеткова // Актуальные проблемы современного строительства: материалы 30-й Всероссийской научно-технической конференции. – Пенза: ПГАСА, 1999. – С. 60.

59. Кочеткова, М.В. Результаты экспериментальных исследований ростверков свайных фундаментов под колонны при многорядном расположении свай [Текст] / М.В.Кочеткова // Проблемы научно-технического

прогресса в преддверии нового тысячелетия: материалы международной научно-технической конференции. – Пенза: ПГАСА, 1999.

60. Кочеткова, М.В. Прочность ростверков свайных фундаментов под колонны при многорядном расположении свай [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / М.В. Кочеткова. – Пенза, 2000. – 191 с.

61. Кузнецов, Л.В. Сжимающие напряжения в бетоне в местах приложения сосредоточенных внешних сил [Текст] / Л.В. Кузнецов // Тр. Киевского инженерно-строительного института. – 1962. – Вып.20. – С. 69–73.

62. Лаврова, О.В. Прочность железобетонных балок при различных нагружениях и конструктивных решениях [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / О.В. Лаврова. – М., 1985.

63. Маилян, Р.Л. Расчет железобетонных конструкций по новым нормам [Текст] / Р.Л. Маилян. – Ростов н/Д.: РИСИ, 1975.

64. Мизернюк, Б.Н. Причины появления трещин в ригелях двухветвевых колон [Текст] / Б.Н. Мизернюк, В.Д. Рыбаков // Бетон и железобетон. – № 19.

65. Милованов, А.Ф. Расчет изгибаемых железобетонных элементов на поперечную силу в условиях воздействия высоких температур [Текст] / А.Ф. Милованов, В.М. Прядко. – М.: Госстройиздат, 1965.

66. Михайлов, К.В. Исследование выносливости арматурной стали марки 35 ГС [Текст] / К.В. Михайлов, Г.Б. Терехова. – В кн.: Новые виды арматуры НИИЖБ.

67. Мищенко, В.Н. Прочность ростверков свайных фундаментов под колонны [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / В.Н. Мищенко. – Пенза, 1998. – 192 с.

68. Методы и средства испытания строительных конструкций [Текст] / под общ. ред. Ю.А. Нилендора. – М.: Высш. шк., 1973. – С. 158.

69. Мулин, Н.М. Арматура и условия ее работы в конструкциях [Текст] / Н.М. Мулин, В.П. Гуца // Бетон и железобетон. – 1971. – № 5.

70. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст] / В.И. Мурашев и др.; под ред. П.Л. Пастернака. – М.: Госстройиздат, 1962.

71. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций [Текст] / под общ. ред. А.А. Гвоздева. – М.: Стройиздат, 1978. – С.158.

72. Новое о прочности железобетона [Текст] / под общ. ред. К.В. Михайлова. – М.: Стройиздат, 1977. – 272 с.

73. Отсмаа, В.А. Совершенствование расчетной схемы коротких элементов при действии поперечных сил [Текст] / В.А. Отсмаа // Бетон и железобетон. – 1983. – №2.

74. Отсмаа, В.А. Испытание коротких железобетонных балок на действие поперечных сил [Текст] / В.А. Отсмаа // Бетон и железобетон. – 1983. – С.21–29.

75. Отсмаа, В.А. Анализ расчетной схемы коротких железобетонных балок при действии поперечных сил [Текст] / В.А. Отсмаа // Сб. трудов Таллиннского политехнического института. – 1984. – С.21–29.

76. Павлов, А.П. Исследование железобетонных коротких консолей [Текст] / А.П. Павлов // Межвузовский тематический сб. трудов. – Л.: (ЛИСИ), 1973. – №1.

77. Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии нагрузок различной длительности [Текст] // Сб. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1980.

78. Пособие по проектированию ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01–84) [Текст]. – М.: ЦИТП, 1985.

79. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01–84) [Текст]. – М.: ЦИТП, 1988.

80. Провести экспериментально-теоретические исследования работы перемычек двухветвевых железобетонных колонн с проходами на действие поперечных сил и изгибающих моментов и разработать рекомендации по расчету и конструированию [Текст]: отчет по х/д теме № 27/60. № 01825045948. – Казань, 1982.

81. Провести экспериментально-теоретические исследования работы подкрановых ригелей двухветвевых колонн на действие поперечных сил и изгибающих моментов и разработать рекомендации по расчету и конструированию [Текст]: отчет по х/д теме. – Казань, 1984.

82. Ренский А.В. и др. Тензометрирование строительных конструкций и материалов [Текст] / А.В. Ренский [и др.]. – М.: Стройиздат, 1977. – 238 с.

83. СНиП 2.03.01–84 Нормы проектирования. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – М.: Стройиздат, 1984.

84. Скачков, Ю.П. Проблема проектирования многорядных свайных ростверков под колонну [Текст] / Ю.П. Скачков, М.В. Кочеткова. – Деп. в ВНИИТПИ, № 11728. – М., 1998.

85. Скрамтаев, Б.Г. Способы определения состава бетонов различных видов [Текст] / Б.Г. Скрамтаев, П.Ф. Шубенкин, Ю.М. Баженов. – М., 1966. – 272 с.

86. Смиронов, С.Б. Метод расчета балок – стенок в пластической стадии [Текст] / С.Б. Смиронов, Р.Х. Давлатов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1984. – №5. – С. 26–30.

87. Смирнов, С.Б. К вопросу прочности и сдвиговом разрушении в плосконапряженных железобетонных элементах [Текст] / С.Б. Смирнов, Р.Х. Давлатов // Известия Вузов. Строительство. – 1982. – №3. – С. 12–16.

88. Смирнов, С.Б. Метод определения предельных нагрузок для плосконапряженных и плоскодеформированных систем [Текст] / С.Б. Смирнов, Р.Х. Давлатов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1988. – №5. – С. 26–31.

89. Соломин, В.И. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций [Текст] / В.И. Соломин, С.Б. Шматков. – М.: Стройиздат, 1986.

90. СНиП 2.03.01–84* «Бетонные и железобетонные конструкции» [Текст] / ЦИТП Госстроя СССР. – М., 1989.

91. Старишко, Н.Н. Несущая способность по наклонным сечениям предварительно напряженных изгибаемых элементов [Текст] / Н.Н. Старишко, А.С. Залесов, Э.Е. Сигалов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1976. – №4.

92. Тетиор, А.Н. Железобетонные оболочки и плиты, взаимодействующие с грунтом [Текст]: дис. ... д-ра технических наук / А.Н. Тетиор. – М., 1983.

93. Тетиор, А.Н. Расчет прочности фундаментов по наклонным сечениям [Текст] / А.Н.Тетиор // Бетон и железобетон. – 1984. – №2. – С. 10–11.

94. Трегуб, А.Ю. Прочность ростверков при различных схемах расположения свай [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / А.Ю. Трегуб. – Пенза, 1994.

95. Тунгушваев, И.М. Трещиностойкость и прочность железобетонных изгибаемых элементов в наклонных сечениях [Текст] / И.М. Тунгушваев, А.С. Залесов, Э.Е. Сигалов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1976. – №5.

96. Филиппов, Б.П. Прочность и деформативность сжатых элементов с косвенным армированием [Текст] / Б.П. Филиппов, А.П. Васильев, Н.Г. Матков // Бетон и железобетон. – 1973. – №4.

97. Чупак, И.М. Соппротивление железобетонных элементов действию поперечных сил [Текст] / И.М. Чупак, А.С. Залесов, С.А. Корейба. – Кишнев, 1981.

98. Хавкин, А.К. Совершенствование конструкций и методов расчета тавровых ригелей многоэтажных зданий [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / А.К. Хавкин. – Киев, 1987. – 168 с.

99. AGL-ASCE Committe. The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. Journal of the structural division, vol.99, N ST6, 1973, pp. 1091-1187.

100. Committe European DV Beton Code for structures in Concrete. 1975.

101. DIN 1045 (Neufassung). Beton und Stahlbetonbau. Bemessung und Ausführung.

102. Ferguson P.M. en Thompson T.N., Diagonal Tension in T-beams without stirrups. Journal of the American Concrete Institute, March, 1953.

103. Franz G. Niedenhoff H. Die Bewehrung von Konsolen und gedruckten Balken.-Beton und Stahlbetonbau. 1963, N5, S.112-120.

104. Commissie voor Uifvoering van Resarch. Ingesfeld door de Betonvereniging. Gedrongen Balken en korte Consoles. Rapport 47.

105. Leonhardt F., Andra W. Facheverankerung grober Vorspannkabel.-Beton und Stahlbetonbau. 1958, s.121.

106. Murdock J.W., Kesler G.E. Effekt of range of stress on fatigue strength of plain concrete beams.-Journal American Concrete Institute, March, 1958, vol.30, N2, p.221-231.

107. Robinson I.R. Essais a reffort tranchant de poutrees a ame mince en betonarme. In.: Annales des ponts et chaussees. Mars-Avril.1961.

О Г Л А В Л Е Н И Е

ВВЕДЕНИЕ	3
1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ РОСТВЕРКОВ С ШАХМАТНЫМ И ДВУХРЯДНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВАЙ	5
1.1. Программа и методика испытаний	5
1.1.1. Программа экспериментально-теоретических исследований...5	
1.1.2. Исследование ростверков на основе физического эксперимента.....	5
1.2. Результаты экспериментальных исследований	13
1.2.1. Исследование сжатой зоны ростверков при двухрядном и шахматном расположении свай (образцы первой серии)	13
1.2.2. Исследование растянутой зоны ростверков при двухрядном и шахматном расположении свай (образцы второй серии)	33
2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СВАЙНЫХ РОСТВЕРКОВ ПОД КОЛОННЫ.....	45
2.1. Программа и методика испытаний	45
2.1.1. Программа экспериментально-теоретических исследований.45	
2.1.2. Физико-механические свойства бетона и арматуры.....	45
2.1.3. Проектирование опытных образцов ростверков с количеством свай шесть и восемь, с различными схемами армирования и различными схемами нагружения.....	47
2.1.4. Методика испытаний	50
2.2. Результаты экспериментальных исследований	54
2.2.1. Образование и развитие трещин в восьмисвайных ростверках при разрушении по сжатой зоне. Схема разрушения	54
2.2.2. Образование и развитие трещин в восьмисвайном ростверке при разрушении по растянутой зоне. Схема разрушения	59
2.2.3. Образование и развитие трещин в шестисвайном ростверке при разрушении по сжатой зоне. Схема разрушения.....	62
2.2.4. Образование и развитие трещин в шестисвайном ростверке при разрушении по растянутой зоне. Схема разрушения.....	64
2.2.5. Образование и развитие трещин в ростверках при перемещении опор и выключении из работы ростверков некоторых свай. Схема разрушения.....	65
2.2.6. Оценка напряженно-деформированного состояния ростверков	69
2.2.7. Классификация трещин.....	74
2.2.8. Классификация схем разрушения	76

2.2.9. Оценка влияния основных факторов на работу ростверков ...	77
2.2.10. Разрушающие усилия. Усилия образования трещин	83
3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОРОТКИХ БАЛОК	84
3.1. Программа и методика испытаний	84
3.1.1. Программа исследования коротких балок с различными видами армирования	84
3.1.2. Проектирование опытных образцов коротких балок	85
3.1.3. Физико-механические свойства бетона и арматуры	87
3.1.4. Методика испытаний	88
3.2. Результаты экспериментальных исследований	90
3.2.1. Напряженно-деформированное состояние коротких балок с пролетом среза $a/h_0 \leq 1,5$ при разрушении по сжатой зоне....	90
3.2.2. Напряженно-деформированное состояние коротких балок с пролетом среза от 1 до 1,5 при разрушении по растянутой зоне	98
3.2.3. Изменение характера напряженно-деформированного состояния в коротких балках, армированных хомутами.....	101
3.2.4. Анализ результатов испытания коротких балок	106
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	118
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	121

Научное издание

Корнюхин Анатолий Владимирович
Кочеткова Майя Владимировна
Снежкина Ольга Викторовна

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ
ТОЛСТЫХ ПЛИТ

Монография

Редактор В.С. Кулакова
Верстка Н.А. Сазонова

Подписано в печать 11.01.13. Формат 60×84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 7,67. Уч.-изд. л. 8,25. Тираж 500 экз. 1-й завод 100 экз.
Заказ № 24.

Издательство ПГУАС.
440028, г.Пенза, ул. Г. Титова, 28.