

На правах рукописи

КУРНАВИНА Софья Олеговна

РГБ ОА

11 ЯНВ 2000

ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
С УЧЕТОМ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ АРМАТУРЫ
И БЕТОНА ПО СЕЧЕНИЯМ, СОВПАДАЮЩИМ С ПОЛЕМ
НАПРАВЛЕНИЙ ТРЕЩИН

Специальность 05.23.10 - Строительные конструкции,
здания и сооружения

А В Т О Р Е Ф Е Р А Т

диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Москва - 1999

Работа выполнена в Московском Государственном строительном университете на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции»

Научный руководитель	доктор технических наук, профессор Жарницкий В.И.
Официальные оппоненты	доктор технических наук, профессор А.С. Занесов кандидат технических наук В.И. Голяков
Ведущая организация	31 Государственный проектный институт специального строительства (31 ГПИ СС МО РФ)

Защита состоится «19» октября 1999 г. в «15³⁰» час.
на заседании диссертационного совета Д 053 11 01. в Московском
Государственном строительном университете по адресу: 113114, Москва,
Шлюзовая набережная, д. 8, ауд. № 412.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке университета.

Автореферат разослан «9» сентября 1999 г.

Ученый секретарь
диссертационного совета
кандидат технических наук,
профессор

А.К.Фролов

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ.

Актуальность темы.

Совершенствование методов расчета железобетонных конструкций на аварийные динамические воздействия (взрыв, удар, сейсмика) имеет важное практическое значение. Расчеты на подобные интенсивные нагрузки проводятся по предельным состояниям и учитывают значительные пластические деформации и влияние скорости деформирования на диаграммы « σ - ϵ » бетона и арматуры с целью снижения материалоемкости конструкций.

Различные аспекты современных методов расчета железобетонных конструкций с учетом упругопластических деформаций на действие кратковременных динамических нагрузок большой интенсивности рассматривались в трудах многих ученых, в том числе: Баженова Ю.М., Бакирова Р.О., Гвоздева А.А., Глушкова Г.И., Голды Ю.Л., Давыдова С.С., Жарницкого В.И., Забегаева А.В., Лосева Я.Л., Лужина О.В., Олисова Б.А., Павлова Ю.А., Попова Г.И., Попова Н.Н., Рабиновича И.М., Расторгуева Б.С., Рыкова Г.В., Сеницына А.П., Ставрова Г.Н., Сушкова Ю.В., Удальцова В.С., Чернова А.С., Шхинека К.Н., Ягулда Г.К и др.

Методы расчета различаются способами определения диаграмм сопротивления конструкций (экспериментально и теоретически) и расчетными схемами конструкций (континуальные и дискретные).

Наиболее широкими возможностями обладает метод, основанный на использовании упругопластических диаграмм « σ - ϵ » бетона и арматуры (« σ - ϵ » метод) в сочетании с дискретными расчетными схемами, которые формируются на основе конечно-элементных или конечно-разностных подходов и сводятся к рассмотрению нормальных сечений между элементами. Однако в железобетонных конструкциях возникают как нормальные, так и наклонные трещины. Распределение нормальных и наклонных трещин в балке (поле направлений трещин) подчиняется определенным закономерностям.

Дискретная схема, элементы которой выделяются в поле направлений трещин, т.е. образуются сечениями, совпадающими с возможными трещинами, до настоящего времени не изучалась. Такая схема дает возможность проводить проверку прочности и деформативности одновременно с динамическим расчетом не только нормальных, но и наклонных сечений.

Практические методы расчета по наклонным сечениям основаны на эмпирических формулах, включенных в СНиП. В.И. Жарницким разработана теория расчета прочности и деформативности наклонных сечений, содержащая решение задач о наклоне трещины и прочности бетона над наклонной трещиной, в которой используются некоторые эмпирические данные, имеющие ясный механический смысл. Эта теория использована в диссертации для оценки прочности наклонных сечений.

Цель диссертационной работы - разработка, реализация и экспериментальная проверка нового метода расчета железобетонных балочных конструк-

ций как дискретных систем, состоящих из трапецидальных элементов, образующих поле направлений трещин;

Для достижения этой цели реализованы следующие задачи:

1. Разработан метод расчета железобетонных балок по сечениям, совпадающим с направлением возможных трещин;
2. Проведен анализ процесса трещинообразования в изгибаемых железобетонных конструкциях и влияния различных факторов на углы наклона возможных трещин;
3. Проведен анализ работы сечений, совпадающих с направлением возможной трещины. Дана оценка механизма разрушения железобетонных конструкций по наклонным сечениям и влияния на него различных факторов, оценка влияния сил инерции на несущую способность балок по наклонным сечениям.
4. Выполнены расчеты разработанным методом, и проведено сравнение результатов с традиционными методами расчета.
5. Дана экспериментальная оценка коэффициента A для гипотезы билинейных сечений;
6. Проведена экспериментальная проверка границ областей, соответствующих разрушению бетона сжатой зоны от среза или от сжатия;
7. Проведена экспериментальная проверка формулы для поля направлений трещин;

На защиту выносятся:

- Метод расчета железобетонных конструкций, рассматриваемых состоящими из конечных элементов, выделенных в поле направлений наклонных трещин, на квазистатические и динамические нагрузки с учетом упругопластических диаграмм арматуры и бетона;
- Реализация новой теории прочности по наклонным сечениям;
- Алгоритм и программа динамического и квазистатического расчета;
- Анализ прочности и деформативности конструкций и особенностей их работы при действии квазистатических и динамических нагрузок;
- Практические рекомендации;
- Экспериментальное исследование балок на действие статических и динамических нагрузок;
- Метод оценки механизма разрушения балок по наклонным сечениям по предельным значениям отношения продольных и поперечных усилий в бетоне $Q_b^{ст}/N_b^{ст}$.

Научная новизна диссертационной работы состоит:

- В разработке и реализации программы квазистатического и динамического расчета железобетонных конструкций по сечениям, совпадающим с полем направлений трещин.
- В проведении анализа влияния различных параметров балки и нагрузки на поле направлений трещин.

- В экспериментальной проверке основных теоретических положений;
- В применении разработанного метода к расчету конструкций и проведению расчетов поля напряжений возможных трещин
- В разработке ряда практических рекомендаций.
- В получении новых теоретических и экспериментальных данных о прочности бетона над наклонной трещиной и сравнении полученных результатов с формулами СНиП.
- В сопоставлении несущей способности конструкции по разработанному и традиционному методу.

Достоверность результатов обеспечивается тем, что основные положения теории расчета по наклонным сечениям сопоставлены с результатами эксперимента. Используются теоретические положения, соответствующие уравнениям механики твердого тела. Полученные данные не противоречат имеющимся сведениям о работе конструкций по наклонным сечениям.

Практическое значение работы:

- Разработан новый метод расчета конструкций по наклонным сечениям на статические и динамические нагрузки.
- Проведена оценка влияния различных факторов на прочность конструкций по наклонному сечению, и даны практические рекомендации.
- Проведено сопоставление данного метода с традиционными методами расчета и дан анализ результатов сравнения.

Апробация работы и публикации: Основные результаты диссертации опубликованы в 7 печатных работах. Некоторые результаты доложены на международной конференции ЕСЕЕ XI, в 1998 г. в г. Париже и на заседании кафедры «Железобетонных и каменных конструкций» в МГСУ 5 февраля 1999 г.

Объем выполненной работы. Диссертация объемом 141 стр. машинописного текста состоит из введения, пяти глав, общих выводов, списка литературы из 102 наименований, 21 таблицы, 77 рисунков.

Диссертация выполнена в Московском Государственном строительном университете под руководством профессора, доктора технических наук Жарницкого Виталия Иосифовича.

КРАТКОЕ СОДЕРЖАНИЕ ДИССЕРТАЦИИ.

Во введении обосновывается актуальность темы, и формулируются цели диссертационной работы.

В первой главе Рассматривается состояние исследований и методов расчета прочности железобетонных конструкций по наклонным сечениям

Этим вопросам посвящены работы: Артемьева В.А., Бабича Е.М., Белоброва И.К., Беспяева А.А., Боришанского М.С., Васильева П.И., Воробьева Ю.А., Зейлинга В.А., Гвоздева А.А., Залесова А.С., Жарницкого В.И., Изотова Ю.Л., Ильина О.Ф., Корейбы С.А., Кумпяка О.Г., Лобанова В.А., Лоскутова О.М., Михайлова В.В., Митрофанова В.П., Мордича А.И., Николаева Ю.К., А.М. Погореляка, П.П. Польского, В.Ф. Шевлякова, Чупака И.М., Яшина

А.В., R.H. Brown, J.O. Jirsa, A.H. Mattock, R.H. Pauley T, P.J. Loeber, P.E. Regan, J. Ruhnau, R.H. Seabold, P.G.H. Taylor и многих других.

Теоретическая модель расчета изгибаемых конструкций по наклонным сечениям включает в себя решение двух основных вопросов: о траектории наклонной трещины и о прочности сжатой зоны бетона над наклонной трещиной.

Трещина, аппроксимируется прямой линией. Угол наклона этой прямой α соответствует минимальному значению энергии, необходимой для ее формирования.

$$\mathcal{E}_a + \mathcal{E}_{ac} + \mathcal{E}_{an} + \mathcal{E}_{bc} + \mathcal{E}_{bp} + \mathcal{E}_{cd} = A_q, \quad (1)$$

где $\mathcal{E}_a, \mathcal{E}_{ac}, \mathcal{E}_{an}$ - энергия деформирования продольной сжатой и растянутой и поперечной арматуры. $\mathcal{E}_{bc}, \mathcal{E}_{bp}, \mathcal{E}_{cd}$ - энергия сжатия, растяжения и сдвига бетона над трещиной. A_q - работа внешней нагрузки.

Энергия трещинообразования выражена через соответствующий момент от внешней нагрузки в каком-либо характерном сечении M^* . Предполагается, что расчетному направлению трещины соответствует минимальное значение этого параметра.

$$\frac{dM^*}{d\alpha} = 0 \quad (2)$$

Известно, что вблизи опор гипотеза плоских сечений не соблюдается, а данные о распределении деформаций ε_x в ломаном сечении отсутствуют. В связи с этим В.И. Жарнищким предложена геометрическая гипотеза, согласно которой сжимающие и растягивающие деформации в наклонном или в ломаном сечении можно аппроксимировать двумя прямыми. В ломаном сечении над устьем наклонной трещины имеет место скачок деформаций (рис.1). Тогда гипотеза билинейных сечений примет вид:

$$\begin{cases} \varepsilon_x(y) = \varepsilon_x(h_b) + A \cdot (h_b - y) \cdot \chi, & (0 \leq y \leq h_b) \\ \varepsilon_x(y) = (y - h_b) \cdot \chi, & (h_b < y \leq h) \end{cases} \quad (3)$$

где $A = \frac{h - h_b}{h_b} \cdot \frac{\varepsilon_x(0) - \varepsilon_x(h_b)}{\varepsilon_x(h)}$ - эмпирический коэффициент, для гипотезы

плоских сечений $A=1$.

Вопрос о прочности бетона над наклонной трещиной является одним из основных при расчете конструкций по наклонному сечению. Возможно два случая разрушения бетона сжатой зоны: от среза и от сжатия¹. В первом случае разрушение носит «мгновенный» характер, соответствующий вертикальному участку на диаграмме сопротивления. При этом предельное состояние, определяемое кривой прочности бетона при плоском напряженном состоянии, достигается в каждой точке по всей высоте сечения.

¹ В других источниках для обозначения характера разрушения введены другие термины, имеющие аналогичное значение, например: «диагональный отрыв» или «дробление бетона с поворотом верхней части» и т.п.

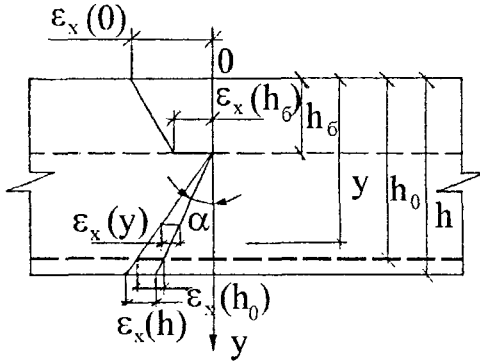


Рис. 1 Гипотеза билинейных сечений

Во втором случае происходит постепенная потеря несущей способности, характеризующаяся плавным нисходящим участком кривой сопротивления. Предельное состояние (т.е. выход за пределы области, ограниченной кривой прочности) может быть достигнуто в некоторых точках, но не распространяется на все сечение.

В качестве теоретического критерия, определяющего механизм разрушения сжатой зоны, можно использовать отношение предельных поперечных и продольных усилий в бетоне над трещиной Q_b^{np}/N_b^{np} .

$$Q_b^{np} = \int_0^{h_b} b \cdot \tau_{xy}(y) \cdot dy \quad (4)$$

$$N_b^{np} = \int_0^{h_b} b \cdot \sigma_x(y) \cdot dy$$

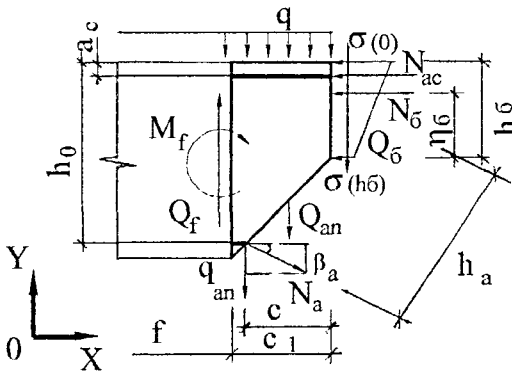


Рис.2 Схема нагрузок на трапецидальный элемент.

При определении предельного значения этого параметра используются уравнения плоского напряженного состояния, кривая прочности, а также урав-

нения теории малых упругопластических деформаций. Уравнения, определяющие границы областей разрушения от сжатия и от среза имеют вид:

$$\frac{Q_b^{np}}{N_b^{np}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1 - \cos(2 \cdot \theta_{\max}) - 0.45 \cdot \left(\frac{\sin(2 \cdot \theta_{\max})}{4 \cdot \theta_{\max}} - \frac{\cos(2 \cdot \theta_{\max})}{2 \cdot \theta_{\max}} \right)}{0.45 + 0.1 \cdot \frac{\sin(2 \cdot \theta_{\max})}{2 \cdot \theta_{\max}} - 0.9 \cdot \frac{\cos(2 \cdot \theta_{\max}) - 1}{4 \cdot \theta_{\max}^2}} \approx 1.1 \cdot \frac{\theta_{\max}}{\pi} \quad (5)$$

$$\frac{Q_b^{np}}{N_b^{np}} = \frac{1 - \cos(2 \cdot \theta_{\max})}{2 \cdot \theta_{\max} - \sin(2 \cdot \theta_{\max})} \approx 1.3 \cdot \frac{\theta_{\max}}{\pi} \quad (6)$$

где θ_{\max} - максимальное значение угла между осью главных напряжений и осью x , равное $\pi/2 - \alpha$. Если отношение Q_b/N_b лежит выше кривой (6), то происходит разрушение от среза, если ниже кривой (5), то бетон может разрушиться только от сжатия, а если попадает в область между ними, то возможны оба случая разрушения.

На основании условия отсутствия разрушения бетона от среза (формула 5) получено выражения для определения требуемого количества поперечной арматуры.

Кроме того, в первой главе рассматриваются знакопеременные динамические диаграммы « σ - ε » арматуры и бетона, а также сформулированы критерии предельного состояния при расчетах на однократные (взрыв, удар) и знакопеременные (сейсмика) динамические нагрузки. Для кратковременных динамических нагрузок предлагаются следующие критерии:

- по предельным деформациям арматуры;
- по предельным деформациям бетона;
- по максимальному прогибу;
- условие прочности по наклонным сечениям;

Дополнительные критерии для знакопеременных нагрузок:

- по количеству и расположению пластических шарниров;
- по образованию сквозных трещин;

Во второй главе приведены основные предпосылки, расчетные формулы и общий алгоритм расчета конструкций на динамические воздействия по сечениям, совпадающим с полем направлений трещин с использованием диаграмм « σ - ε » бетона и арматуры.

Рассматривается железобетонная балка конечной длины без преднапряжения арматуры, работающая на поперечный изгиб под действием динамической нагрузки. Поперечное сечение симметрично относительно плоскости изгиба. Поперечная арматура расположена вертикально.

Предполагается, что имеет место плоское напряженное состояние. Не рассматривается случай разрушения вследствие потери сцепления арматуры с бетоном, случай разрушения по сжатой наклонной полосе между трещинами и по сжатой полосе между опорой и грузом.

Разбив балку по длине на определенное число равных отрезков, и определив угол наклона возможной трещины в каждой точке разбиения, получаем конечное число бесконечно жестких трапециевидальных элементов (рис.3).

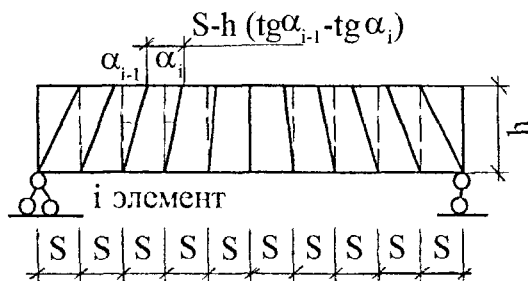


Рис. 3 Схема разбиения железобетонной балки на трапециевидальные элементы.

Деформирование конструкции происходит в местах соединения элементов, где и вычисляются внутренние усилия. Перед началом расчета из условия (2) и уравнений равновесия трапециевидального элемента над наклонной трещиной (рис.2) определяется угол наклона возможной трещины α в каждом сечении. При этом учитывается напряженно-деформированное состояние бетона над наклонной трещиной. Из условия (5), предотвращающего возможность разрушения от среза, определяется требуемое количество поперечной арматуры

$$\frac{\mu_{sw}}{\mu_s}$$

Для определения параметров движения балки, расчетных кривизн и ускорений проводится параллельно расчет балки по нормальным сечениям, расположенным в точках разбиения балки на растянутой грани (пунктир на рис.3). Для этого на каждом шаге счета решается дифференциальное уравнение движения, в котором производные заменяются конечно-разностными выражениями.

$$\frac{\partial^2 M(x,t)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} \cdot m(x) - \frac{\partial}{\partial x} I_m(x) \cdot \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial y(x,t)}{\partial x} + \lambda \cdot Q(x,t) \right) = q(x,t) \quad (7)$$

где $M(x,t)$ - момент в точке с координатой x ; $y(x,t)$ - прогиб в этой же точке; m - погонная масса; $I_m(x)$ - момент инерции вращения; λ - коэффициент, определяющий жесткость на сдвиг ($\gamma_Q = -\lambda \cdot Q$, где γ_Q - угол поворота волокон при поперечном сдвиге), $q(x,t)$ - внешняя нагрузка.

Полученные параметры движения балки используются для расчета по сечениям, совпадающим с направлениями возможных трещин. Для определения деформаций по гипотезе билинейных сечений наклонное сечение разбивается по высоте с равным шагом на слои. Деформации продольной и поперечной ар-

матуры определяются из геометрических соотношений в соответствии со схемой деформирования балки по наклонному сечению. При этом угол разворота продольной и поперечной арматуры в месте пересечения с наклонной трещиной принимается $\beta_a=0$.

Напряжения и касательные модули бетона и арматуры определяются по динамическим знакопеременным диаграммам « σ - ε » материалов (рис.4).

Изгибающие моменты определяются путем интегрирования напряжений по высоте сечения:

$$M = \int_0^h \sigma_b(y) \cdot y \cdot dy + F_n \cdot \sigma_a \cdot h_0 + F_{ac} \cdot \sigma_{ac} \cdot a_c + \sum_{j=1,k} l'_{an,j} \cdot \sigma_{an,j} \cdot x_{an,j}, \quad (8)$$

где σ_b - напряжения в бетоне, $\sigma_a, \sigma_{ac}, \sigma_{an,j}$ - напряжения в растянутой, сжатой и поперечной арматуре (для наклонных сечений), $x_{an,j}$ - расстояния от точки, относительно которой определяется момент, до поперечных стержней.

Продольное усилие в бетоне сжатой зоны в наклонном сечении N_{bl} определяется путем интегрирования нормальных напряжений по высоте сечения, поперечное Q_{bl} - из условия равенства 0 проекций всех сил на горизонтальную ось. Значения предельных усилий в бетоне сжатой зоны в ломаном сечении можно определить из уравнения равновесия треугольного элемента над трещиной (рис.5):

$$\begin{cases} N_{bl} = N_{bl} \cdot \cos \alpha + Q_{bl} \cdot \sin \alpha, \\ Q_{bl} = q \cdot h_{cre} \cdot \operatorname{tg} \alpha - N_{bl} \cdot \sin \alpha + Q_{bl} \cdot \cos \alpha - m \cdot \ddot{y}, \end{cases} \quad (9)$$

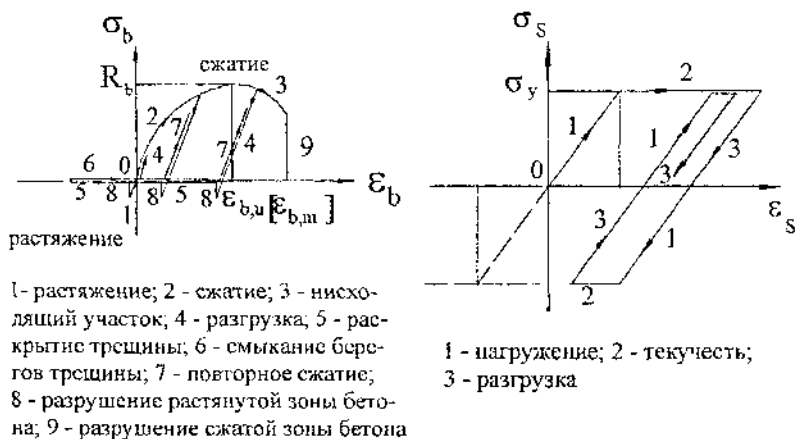


Рис.4 Диаграммы « σ - ε » арматуры и бетона

Сравнивая зависимость Q_b/N_b с предельными значениями (формулы 5, 6) можно оценить механизм разрушения балки по наклонному сечению, что слу-

жит дополнительной проверкой правильности подбора поперечной арматуры. Если после окончания стадии формирования трещины отношение Q_b/N_b лежит в области разрушения от сжатия, то разрушения от среза в данном сечении произойти не может. В качестве критерия предельного состояния по разрушению сечения от сжатия рассматривается достижение деформациями в бетоне и арматуре предельных значений в сечении, совпадающем с направлением возможной трещины.

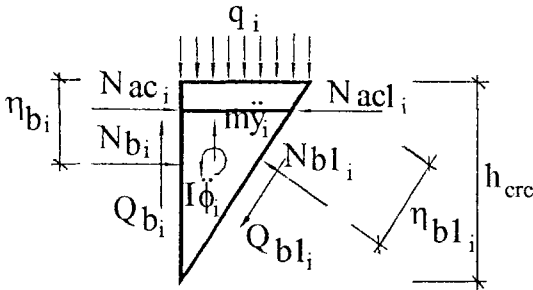


Рис. 5. Схема внутренних усилий в треугольном элементе над наклонной трещиной.

В третьей главе представлены результаты анализа работы сечений, совпадающих с полем направлений трещин: диаграммы «момент-кривизна» для нормального и наклонного сечения, оценка влияния различных факторов на угол наклона возможной трещины, на характер разрушения бетона над трещиной, на несущую способность балки по наклонному сечению.

Представляет интерес работа нормального железобетонного сечения при знакопеременной нагрузке, в частности, влияние трещин в бетоне и пластических деформаций арматуры на характер скелетной диаграммы сопротивления. С целью более подробного изучения этого вопроса было разработано решение, составлена программа, и проведены расчеты сечений при знакопеременных нагрузениях.

Рассматривалось симметрично армированное прямоугольное сечение. Циклическое нагружение задавалась симметричным изменением кривизны сечения, вызывающей пластические деформации арматуры (отношение максимальных деформаций арматуры к деформации начала текучести составило 1, 2, 3, 5 соответственно).

Результаты расчетов показали, что эпюры напряжений в бетоне в процессе трещинообразования имеют сложный характер, особенно в конце разгрузки - начале нагружения обратного знака. Процесс разрушения растянутого бетона и перераспределения усилий на арматуру сопровождается снижением несущей способности. Энергия трещинообразования может составлять до $\approx 20\%$ от потенциальной энергии деформации конструкции в упругой стадии работы арматуры без учета растянутого бетона.

Из-за наличия остаточных деформаций в продольной арматуре даже при сравнительно небольших значениях пластических деформаций ($\epsilon_s/\epsilon_{s\max}=2-3$), возможно разрушение конструкции под действием поперечной силы в момент смены знака внутренних усилий вследствие формирования сквозной трещины.

Для оценки влияния различных факторов на характер поля напряжений трещины рассчитывались шарнирно опертые железобетонные балки, нагруженные равномерно распределенной нагрузкой и сосредоточенной силой, а также заделанные балки. Геометрические размеры балок, количество продольной и поперечной арматуры варьировались.

Рассмотрено влияние отношения длины пролета балки l/h (или пролета среза l_{cp}/h в случае действия сосредоточенной силы) к высоте, количества продольной и поперечной арматуры, а также влияние коэффициента A гипотезы билинейных сечений на угол наклона возможной трещины α . Как показали результаты расчетов, наибольшее влияние на угол α оказывает схема приложения нагрузки и геометрические характеристики балки, а также наличие поперечного армирования. Одной из интересных особенностей поля напряжений трещины является возможность возникновения сливающихся наклонных трещин, отмеченная и в экспериментах.

С целью изучения механизма разрушения железобетонных балок по наклонному сечению оценивалось изменение отношения предельных усилий в бетоне над наклонной трещиной Q_b/N_b в процессе статического и динамического нагружения. Рассматривалась работа шарнирно опертых балок с различными геометрическими характеристиками и различным количеством продольной и поперечной арматуры при действии сосредоточенной силы и равномерно распределенной нагрузки.

Как показали результаты расчетов, зависимость Q_b/N_b в процессе нагружения может иметь сложный характер, особенно при действии динамической нагрузки. Но по окончании формирования трещины отношение усилий в бетоне над трещиной стабилизируется и колеблется относительно некоторого постоянного положения, которое и определяет механизм разрушения балки по наклонному сечению (рис.7).

Для оценки влияния различных факторов на предельное значение отношения Q_b/N_b строились зависимости этого параметра от α при различных значениях l/h или l_{cp}/h , при различном количестве продольной и поперечной арматуры и характере изменения динамической нагрузки во времени (рис.8).

Рассмотрена зависимость требуемого количества поперечной арматуры $\frac{A_{sv}}{\mu}$ от относительной координаты начала наклонного сечения f/l . Рассмотрено 7 вариантов шарнирно опертых балок на действие равномерно распределенной нагрузки для различных значений l/h , и 8 вариантов - на действие сосредоточенной силы для различных значений l_{cp}/h .

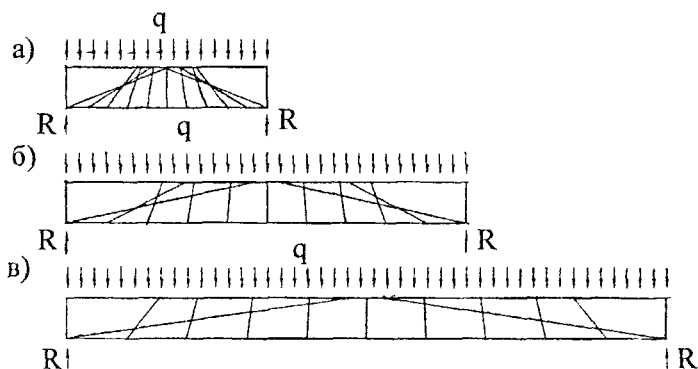


Рис.6 Поле направлений трещин для шарнирно опертой балки без хомутов под действием равномерно распределенной нагрузки: а - $l/h=5$, б - $l/h=10$, в - $l/h=15$.



Рис. 7 Изменение зависимости Q_b/N_b в процессе увеличения прогиба для угла наклона трещины 20° . Динамическая нагрузка $q(t)=\text{const}$.

Проведено сравнение требуемого по расчету количества поперечной арматуры в опорном сечении балок со СНиП в случае действия равномерно распределенной нагрузки и сосредоточенной силы.

В четвертой главе рассмотрены примеры расчета железобетонных конструкций на динамические воздействия.

Выполнен расчет железобетонной шарнирно опертой балки сечением 60×40 см, бетон класса В-25, арматура класса А-III, $\mu_s=0.7\%$ ($2 \phi 32$). Количество продольной арматуры постоянно по длине пролета балки. Балка рассчитывалась на действие равномерно распределенной динамической нагрузки $q(t)=\text{const}$.

Проведено сравнение результатов динамического расчета разработанным методом с результатами традиционного расчета по нормальным сечениям.

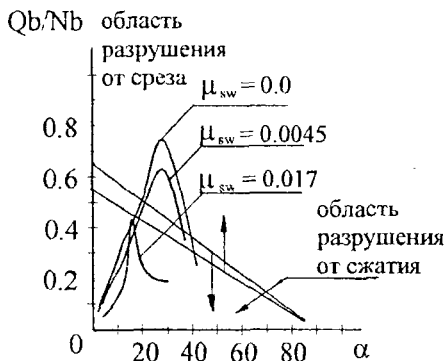


Рис.8 Зависимость отношения Q_b/N_b от угла наклона трещины при различных коэффициентах поперечного армирования. Действие равномерно распределенной нагрузки $q(t)=const$. Относительная величина пролета $h/l=0.2$

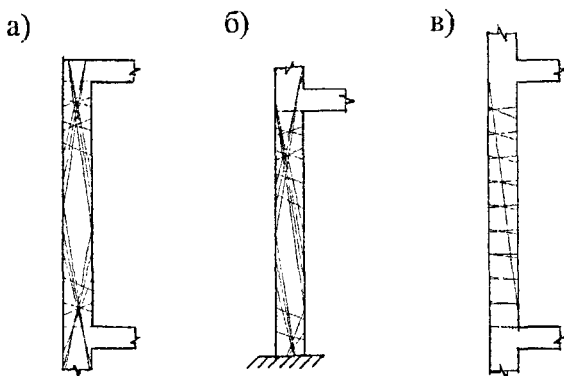


Рис.9 Поле направлений трещин для: а - верхнего, б - нижнего, в - среднего этажа крайней стойки рамы.

Как показали результаты сравнения, в рассмотренных примерах разрушение бетона от сжатия в расчете разработанным методом происходит при меньших значениях прогибов, чем в модели, состоящей из прямоугольных элементов, образованных нормальными сечениями. При этом формируется зона пластических деформаций арматуры, расположенная в пределах $1/5$ от середины балки, распространяющаяся по направлению к центру и к опорам. При значениях углов наклона трещины $\alpha > 25^\circ$, деформации бетона и арматуры в наклонных сечениях больше, чем в нормальных сечениях, проведенных из той же точки на растянутой грани. При большом количестве поперечной арматуры возможно

хрупкое разрушение бетона сжатой зоны до начала текучести в арматуре, как и при избыточном продольном армировании.

Проведена оценка влияния распределения сил инерции на несущую способность балки по наклонным сечениям. Обычно в расчетах на особые динамические нагрузки (ударные, сейсмические, взрывные) эквивалентно статическая нагрузка определяется умножением динамической нагрузки на коэффициент динамичности, и полагается распределенной так же, как и динамическая нагрузка.

$$q^{\text{э.с.}} = k^{\text{д}} \cdot q_{\text{max}}^{\text{д}} \quad (10)$$

В момент достижения максимального прогиба эквивалентно статическая нагрузка равна:

$$q^{\text{э.с.}} = q^{\text{д}}(t_{y,\text{max}}) + q^{\text{ин}}(t_{y,\text{max}}) \quad (11)$$

Силы инерции распределены по длине балки неравномерно. Наклонная трещина также оказывает влияние на распределение сил инерции в балке. Часть их приложена под наклонной трещиной, а часть над ней. В расчетах обычно не учитывается этот факт, что приводит к завышению несущей способности конструкций по наклонному сечению в некоторых случаях до 80%.

По результатам прямого динамического расчета трехэтажной, двухпролетной плоской рамы на сейсмическое воздействие построено поле возможных направлений трещин в стойках (рис.9). На поле направлений трещин в элементах рамы в значительной мере оказывают влияние формы колебаний более высокого порядка и наличие ригелей.

В пятой главе представлены результаты экспериментальной проверки основных положений теории В.И. Жарницкого, а также методика экспериментальной оценки влияния разворота усилий в продольной арматуре.

В 26 ЦНИИ МО РФ проведены испытания специально изготовленных железобетонных балок на разрушение по наклонным сечениям.

Испытывались железобетонные балки прямоугольного сечения 18×16 см на действие статической и динамической нагрузки. Балки армировались 2 стержнями $\phi 12$ арматуры класса А-I. Более широкая средняя часть балок зажималась в установке, а две более узкие консоли испытывались на изгиб под действием сосредоточенной силы. Было изготовлено три серии образцов, по шесть в каждой серии.

Экспериментальной проверке подвергались:

- границы областей, соответствующих разрушению бетона сжатой зоны от среза или от сжатия;
- теоретическое поле направлений трещин;
- проводилась экспериментальная оценка величины A , используемой в гипотезе плоских сечений.
- оценка влияния разворота усилия в продольной арматуре как альтернативы концепции сил зацепления;

Для оценки влияния разворота усилий в продольной арматуре был предложен следующий метод. В каждой серии половина образцов армировалась традиционным образом, т.е. продольная рабочая арматура на всем протяжении элемента располагалась внутри бетона (элементы типа 1), а в остальных (элементы типа 2) продольная арматура консолей располагалась вне бетонного сечения (рис.11). Это исключило возможность искривления стержней в зоне пере-сечения их наклонной трещиной, а соответственно разворота усилий в арматуре и нагельного эффекта. Совместная работа бетона с арматурой обеспечивалась стальными полосами, приваренными к арматуре и утопленными в бетон.

Затем несущая способность балок обоих типов сравнивалась. Если несущая способность балок типа 2 ниже, чем балок типа 1, то, следовательно, часть поперечной силы воспринимается за счет разворота усилий в продольной арматуре, а не за счет сил зацепления.

В статических испытаниях использовалась силовая рама пневмодинамической установки ПДУ-20. Деформации регистрировались тензодатчиками на бетоне и арматуре.

На верхнюю плоскость консоли устанавливался гидродомкрат с соблюдением выбранного пролета среза (расстояния между вертикальной осью домкрата и опорой) и проводилось пробное мелко-ступенчатое нагружение. Нагрузка составляла примерно 1/20 от ожидаемой разрушающей. На каждой ступени при помощи лупы обследовалась растянутая зона бетона, и оценивалось направление развития трещин.

Если разрушение образца предполагалось по наклонному сечению, нагружение продолжалось. В противном случае уменьшался пролет среза путем перестановки домкрата ближе к опоре. Одновременно с осмотром образца регистрировались показания всех тензодатчиков и значения создаваемой гидродомкратом нагрузки. Испытания прекращались, когда нагрузка на образец после достижения максимальной величины падала на 15-20%.

В статических испытаниях характер разрушения образца определялся визуально и по скорости падения давления в гидродомкрате. Учитывались показания тензорезисторов на стадии разрушения образцов.

В качестве нагружающего устройства для динамических испытаний консольных участков балок использовался копер с падающим грузом весом 0.5 т. Регистрация деформаций бетона и арматуры железобетонный консолей осуществлялась по показаниям проволочных тензорезисторов. Высота сбрасывания груза $h_{сб} = 50-150$ мм подбиралась из условия, чтобы после разрушения конструкции исключалось полное обрушение консоли и отделение ее от балки. Время нарастания нагрузки составило $t_n = 6-12$ мсек.

Вначале с достаточно малой (2-3 см) высоты сбрасывался груз копра. Осмотр элемента после этого нагружения, а также расшифровка показаний динамометра и тензодатчиков позволяли внести соответствующие коррективы в величину пролета среза и высоту сбрасывания груза зачетного нагружения. Все

образцы испытывались аналогично: первое нагружение пробное, второе - расчетное.

Во время проведения динамических испытаний визуально контролировать поведение конструкции не представляется возможным. Поэтому характер разрушения по результатам анализа осциллограмм деформаций бетона и арматуры.

На действие ударной динамической нагрузки было испытано 14 консолей, а на действие статической нагрузки - 20. При подготовке экспериментов учитывалось, что опубликованными экспериментами, в основном, охвачена область углов $\alpha=75^{\circ}-35^{\circ}$ ($\theta_{max}=15^{\circ}-55^{\circ}$).

Сравнение расчетного и экспериментального угла наклона трещины и характера разрушения. Статические испытания

Таблица 1

Шифр балки	№ опыта	Тип балки	l_{cp}/h	$\frac{Q_b}{R_b \cdot b \cdot h}$	N_b т	Q_b/N_b	Характер разрушения	α°	
								экспер.	расчет
I-2-1	1	2	0.78	0.196	9.22	1.14	Срез	30	33
I-2-2	2	2	1.04	0.142	9.15	0.83	Срез	45	45
I-3-1	3	2	0.79	0.148	6.6	1.12	Срез	44	48
I-3-2	4	2	0.82	0.143	6.58	1.08	Срез	33	34
I-4-1	5	1	1.21	0.113	9.47	0.62	Срез	46	49
I-4-2	6	1	1.23	0.126	9.53	0.71	Сжатие	0	0
I-5-1	7	2	1.12	0.132	9.15	0.74	Срез	23	25
I-5-2	8	2	1.03	0.090	5.77	0.74	Срез	37	37
I-6-1	9	1	1.07	0.134	3.88	1.75	Срез	41	44
I-6-2	10	1	1.36	0.110	9.51	0.62	Сжатие	0	0
II-1-1	11	2	1.38	0.141	9.49	0.62	Сжатие	0	0
II-1-2	12	2	1.88	0.103	9.49	0.45	Сжатие	0	0
II-2-1	13	2	1.16	0.145	9.52	0.60	Срез	33	37
II-2-2	14	2	1.1	0.181	9.51	0.83	Сжатие	10	13
II-3-1	15	1	1.14	0.151	8.26	0.75	Срез	40	42
II-3-2	16	1	1.14	0.151	8.25	0.75	Срез	48	49
II-4-1	17	1	1.54	0.133	9.52	0.60	Сжатие	40	40
II-4-2	18	1	1.54	0.133	9.53	0.60	Сжатие	28	28
II-6-1	19	2	1.64	0.115	9.53	0.50	Сжатие	46	47
II-6-2	20	2	1.36	0.158	9.5	0.74	Срез	50	52

Наблюдение за поведением железобетонных балок во время статического нагружения выявило, что вначале образуется вертикальная трещина на опоре, а затем одна-две наклонные трещины (первая ближе к опоре). Невозможно прогнозировать заранее точку начала образования наклонных трещин. Как показали результаты эксперимента, ее координата f изменялась во всем возможном диапазоне по длине консоли. По мере образования наклонной трещины в ряде случаев наблюдалось искривление их траектории. В некоторых опытах наклон-

ные трещины формировались в середине высоты по направлению домкрат-опора. Эти трещины обычно развивались до граней элемента, но могли сливаться вблизи опоры с наклонной трещиной. Имели место случаи, когда наклонная трещина пересекла опорное вертикальное сечение, инициируя разрушение срезом в плоскости, совпадающей с этой трещиной.

Следует отметить, что если в статических испытаниях при $\theta = \pi/2$ (т.е. при наличии только вертикальной трещины) имело место разрушение только от сжатия, то в динамических экспериментах иногда имело место разрушение от среза по нормальному сечению (опыты III-2-2, III-5-1).

Данные эксперимента сравнивались с результатами расчета консолей на те же статические и динамические нагрузки разработанным методом. Результаты сравнения представлены в таблицах 1, 2.

Оценка значений коэффициентов A производилась по результатам определения угла наклона трещин с учетом высоты сжатой зоны путем сопоставления расчетных значений углов с теоретическими. При этом в расчетах принимались значения коэффициента A , обеспечивающие наиболее близкое совпадение расчетных углов с опытными.

В случае вертикальной трещины над опорой при любом значении $A > 0$ угол наклона трещины равен 0. В этом случае значение коэффициента можно определить по значениям деформаций арматуры и крайней фибры бетона с учетом высоты сжатой зоны. Среднеквадратическое значение коэффициента составило $A=1.88$.

Сравнение расчетного и экспериментального угла наклона трещины и характера разрушения. Динамические испытания.

Таблица 2

Шифр балки	№ опыта	Тип балки	l_{cp}/h	$\frac{Q_b}{R_b \cdot b \cdot h}$	$N_b, \text{ т}$	Q_b/N_b	Характер разрушения	α°	
								экспер.	расчет
I-1-1	21	1	0.9	0.146	14.34	0.525	Срез	5	6
I-1-2	22	1	0.92	0.106	9.32	0.559	Срез	35	35
III-1-2	23	2	0.91	0.127	15.45	0.502	Сжатие	30	33
III-2-1	24	2	0.9	0.123	14.34	0.527	Срез	38	37
III-2-2	25	2	0.91	0.098	7.507	0.788	Срез	0	0
III-3-1	26	2	0.9	0.072	12.45	0.499	Срез	11	10
III-3-2	27	2	0.94	0.148	15.02	0.567	Сжатие	25	25
III-5-1	28	1	1.27	0.066	9.207	0.428	Срез	0	0
III-5-2	29	1	0.9	0.128	14.94	0.532	Сжатие	0	0

На графике (рис. 10) показаны зависимости отношения предельных значений усилий в бетоне сжатой зоны Q_b/N_b от максимального угла разворота главных осей θ_{max} (формулы (5) и (6)). Штриховая линия - граница зоны разрушения только от среза, штрих пунктирная линия - граница зоны разрушения только от сжатия. В области между этими двумя линиями разрушение возможно как от

среза, так и от сжатия. Для сравнения на графики нанесены соответствующие точки по данным экспериментов.

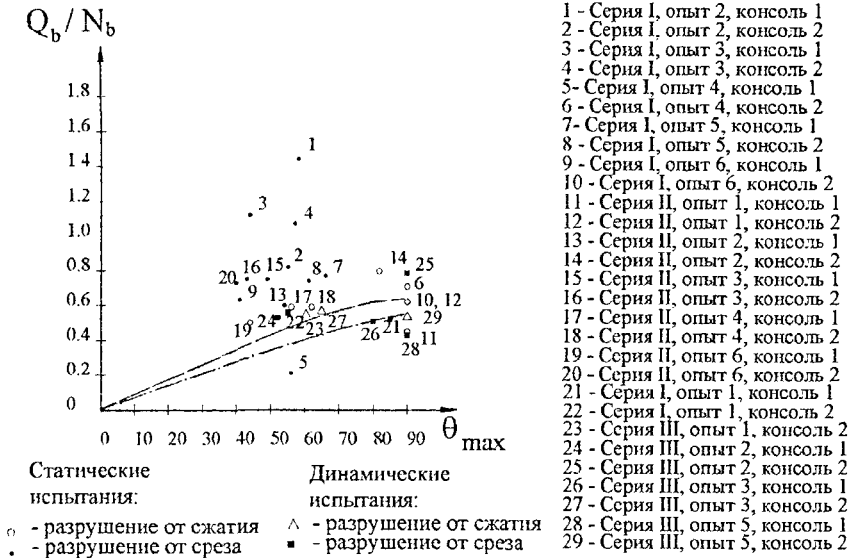


Рис. 10. Положение экспериментальных точек в осях $Q_b/N_b - \theta_{\max}$.

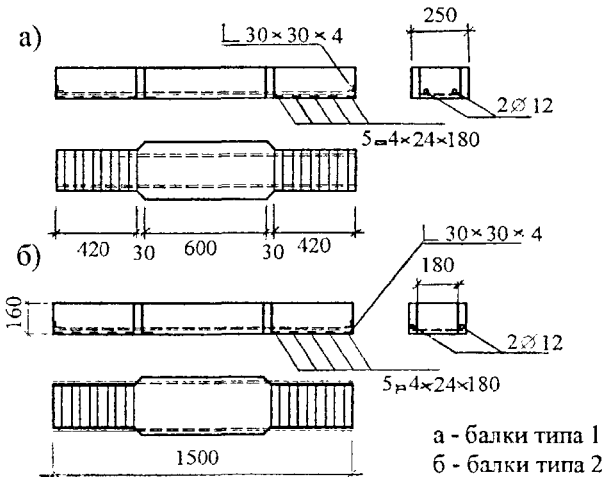


Рис.11. Схема армирования образцов

При сравнении несущей способности балок типа 1 и типа 2 учитывалось, что она зависит от угла наклона трещины α . Поскольку большинство значений

лежит в достаточно узком интервале углов, а количество опытов невелико, то построить достоверную усредненную зависимость не представляется возможным. Поэтому было определено среднее арифметическое и среднеквадратическое значение $Q_b/(b \cdot h \cdot R_b)$ для обоих типов образцов в интервале углов $30^\circ < \alpha < 50^\circ$. Результаты для обоих типов близки и находятся в пределах точности эксперимента. Поэтому невозможно сделать достоверный вывод о влиянии разворота арматуры на несущую способность. Необходимо проведение дополнительных экспериментов с целью получения достаточного количества данных для разных углов наклона трещины.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ.

На основании полученных результатов можно сделать следующие выводы:

1. В диссертации на основе теории прочности железобетонных конструкций по наклонным сечениям разработан новый метод расчета балочных конструкций, состоящих из трапециевидальных элементов, образованных полем направлений трещин, на статические и динамические нагрузки. На основе указанного метода составлена компьютерная программа, выполнены многочисленные расчеты на ПК ЭВМ, проведена экспериментальная проверка основных теоретических положений.
2. Сформулированы необходимые количественные критерии предельного состояния конструкций по несущей способности при кратковременных динамических и сейсмических нагрузках. Сопротивление срезу сжатой зоны бетона характеризуется отношением $\frac{Q_b^{np}}{N_b^{np}} \leq F(\theta_{max})$, зависящим только от угла наклона трещины. Разрушение срезом происходит при условии достижения по всей высоте сжатой зоны бетона предельного сопротивления.
3. Проведен анализ влияния параметров балок и нагрузок на угол наклона возможных трещин по длине пролета. Установлено, что основное влияние на углы наклона трещин оказывают: геометрия балки, характер изменения нагрузки по пролету и поперечное армирование.
4. Некоторые полученные теоретические результаты подтверждаются известными из практики фактами:
 - От опоры развивается одна трещина, имеющая большой угол наклона α ; ряд следующих трещин имеют меньшие углы наклона и соединяются с первой трещиной;
 - При динамической равномерно распределенной нагрузке, наиболее опасная по разрушению от среза трещина может развиваться не от опоры, а на расстоянии $0.1-0.25 l$ от нее, при этом угол наклона трещины составляет от 30° до 50° (в зависимости от геометрических характеристик балки и схемы армирования).
5. Сопоставление результатов расчета при квазистатических нагрузках с методикой СНиП показало:

- СНиП завышает сопротивление сжатой зоны срезу, разница увеличивается с уменьшением угла наклона трещины. При $\alpha = 0$ сопротивление имеет конечное значение.
 - Формулы СНиП не позволяют правильно оценить длину проекции наклонной трещины при действии равномерно распределенной нагрузки, а также при действии сосредоточенной силы на балку большого пролета.
6. Сравнение результатов расчета разработанным методом с традиционным расчетом по нормальным сечениям показало, что начало текучести в продольной арматуре и разрушение бетона над трещиной от сжатия в наклонных сечениях происходит при меньших значениях прогибов. При углах $\alpha \geq 25^\circ$ деформация бетона и арматуры в наклонном сечении больше, чем в соответствующем нормальном.
7. По результатам диссертации даны следующие рекомендации:
- Длину проекции возможной наклонной трещины целесообразно определять по изложенному в диссертации методу, а не по формулам СНиП.
 - Целесообразно использовать разработанный метод для определения предельных усилий, воспринимаемых бетоном над наклонной трещиной и требуемого количества поперечной арматуры.
 - При определении перерезывающих усилий в сжатой зоне бетона в расчетах балочных конструкций в пластической стадии на кратковременные динамические нагрузки следует учитывать особенности распределения инерционной нагрузки, связанной с рассечением массы балки наклонной трещиной;
 - Целесообразно принять длину зоны расчетного армирования не менее $l/3$ от опоры. При относительных величинах пролетов $h/l < 1,8$ целесообразно принимать равномерное распределение хомутов по пролету балки.
 - Следует ограничивать количество поперечной арматуры, чтобы избежать преждевременного разрушения наклонного сечения от сжатия, как в нормальном сечении с избыточным продольным армированием.
 - Следует ограничивать величины максимальных пластических деформаций конструкции при действии знакопеременных нагрузок. При знакопеременном изгибном деформировании нормальных сечений, вызывающем пластические деформации продольной арматуры, расположенной у обеих граней при коэффициенте пластичности по кривизне $\frac{\chi_{\max}}{\chi_{\text{тек}}} > 2$ в рассчитанных примерах происходит раскрытие сквозной трещины, что приводит к потере сопротивления срезу
6. На основании результатов проведенного эксперимента можно заключить, что:
- Экспериментальные исследования работы балок при действии статической и динамической нагрузки подтвердили правомерность основных теоретических

положений как в отношении сопротивления бетона над наклонной трещиной, так и по полю направлений трещин.

- Значение коэффициента A в гипотезе билинейных сечений для консолей с отношением $1 \leq h/l \leq 2$ (т.е. соответствующих условиям эксперимента) можно принять равным 2 как для нормальных, так и для наклонных сечений.
 - Выполнены опыты по оценке влияния разворота усилий в продольной арматуре. Но поскольку количество экспериментальных точек незначительно то получить достоверную оценку по этим экспериментальным данным не удалось. Необходимы дальнейшие теоретические и экспериментальные исследования.
9. Разработанная программа может быть использована для решения практических задач по расчету изгибаемых конструкций на динамические нагрузки.
- Дальнейшее уточнение метода может осуществляться в направлении использования конечных элементов более высокого порядка точности.

Основное содержание диссертации опубликовано в работах:

1. Разработка методики динамического расчета упругопластических железобетонных конструкций по сечениям, совпадающим с полем фактических трещин. Отчет о научно-исследовательской работе кафедры ДЗиС МГСУ - 1993 г.
2. Жарницкий В.И., Авдеева С.О. «Учет повреждений конструкций зданий и сооружений в сейсмических расчетах». МГСУ. Совещание-семинар «Железобетон. Состояние и перспективы развития». Тезисы докладов. 1995
3. Жарницкий В.И., Зенин Ю.Н., Авдеева С.О. «Влияние инерционных нагрузок на прочность железобетонных конструкций по наклонным сечениям» "Строительство и архитектура", сер. Сейсмостойкое строительство. Экспресс-информация., вып.4, 1994
4. Жарницкий В.И., Авдеева С.О. «Исследование напряженно-деформированного состояния нормального сечения железобетонной балки при знакопеременных нагружениях с ограниченным числом циклов» "Строительство и архитектура", сер. Сейсмостойкое строительство. Экспресс-информация., вып.2, 1997
5. Жарницкий В.И., Голда Ю.Л., Курнавина С.О. Оценка сейсмостойкости здания и повреждений его конструкций на основе динамического расчета с учетом упругопластических деформаций материалов - Сейсмостойкое строительство, № 4, 1999
6. Курнавина С.О. Расчет конструкций по сечениям, совпадающим с направлением развития возможных трещин. Сейсмостойкое строительство, № 4, 1999 .
7. Garnytsky V. J., Golda Ju. L. & Avdeeva S.O. Structure seismic load capacity evaluation and determination of damage on a basis of dynamic design with regard to elastoplastic deformations of concrete and reinforcement. - mat. ECEE 11 Conference, 1998.