

0716249-1

На правах рукописи

ВОРОНОВ Андрей Анатольевич

**СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ОДНОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ
ПРИ ЗНАКОПЕРЕМЕННОМ НЕЛИНЕЙНОМ ДЕФОРМИРОВАНИИ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН**

Специальность 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

АВТОРЕФЕРАТ

диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Казань 2000

Работа выполнена на кафедре строительной механики Казанской государственной архитектурно-строительной академии.

- Научный руководитель – советник РААСН, доктор технических наук, профессор
Мирсаяпов Илизар Талгатович
- Официальные оппоненты – доктор технических наук, профессор
Саргсян Акоп Егишевич
 – кандидат технических наук, доцент
Ласьков Николай Николаевич
- Ведущая организация – научно-производственная фирма
 “Татинвестгражданпроект” кабинета
 министров Республики Татарстан

Защита состоится 13 марта 2000 г. в 14 часов на заседании диссертационного совета К 064.77.01 по присуждению ученой степени кандидата технических наук при Казанской государственной архитектурно-строительной академии по адресу: г.Казань, ул. Зеленая, 1, ауд. Б-122.

С диссертацией можно ознакомиться в научно-технической библиотеке Казанской государственной архитектурно-строительной академии.

Совет направляет Вам для ознакомления данный реферат и просит Ваши отзывы и замечания в двух экземплярах, заверенные печатью, направлять по адресу: 420043, г.Казань, ул.Зеленая, 1, Казанская государственная архитектурно-строительная академия.

Автореферат разослан 8 февраля 2000 г.



Ученый секретарь диссертационного совета,
 кандидат технических наук, доцент



А.М.Сулейманов

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы. Обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений всегда являлось одной из основных задач при проектировании и возведении зданий и сооружений в сейсмоопасных районах. В последнее время её актуальность существенно возросла в связи с участившимися случаями землетрясения, в том числе с большими человеческими жертвами и огромным материальным ущербом. Причем интенсивность почти всех крупных землетрясений была выше прогнозируемой картами.

В России более 30% территории являются сейсмоопасными с расчетной интенсивностью землетрясений 7 – 9 баллов. Сюда относятся обширные площади Сибири и Дальнего Востока, Забайкалье, Камчатка, Сахалин, Курильские острова, Татарстан и т.д.

Новая нормативная карта сейсмического районирования Российской Федерации ОСР – 97 “Общее сейсмическое районирование территории РФ”, введенная в действие в феврале 1998 г., наглядно подтверждает тенденцию увеличения 8 – 9 бальных районов. Только в последнее время повышена фоновая сейсмичность в Забайкалье, Татарстане, в районах Северного Кавказа, на Сахалине, у побережья Черного моря и др. В связи с этим затраты на сейсмостойкое строительство и антисейсмическое усиление будут возрастать. Поэтому одной из важных задач сейсмостойкого строительства является снижение до минимума затрат на усиление конструкций при одновременном обеспечении их сейсмостойкости.

В настоящее время расчет зданий и сооружений на сейсмические воздействия производится в соответствии со СНиП II-7-81, в основу которых заложено упругое деформирование конструкций с введением условных эмпирических коэффициентов, учитывающих различные формы разрушения элементов системы и образование пластических шарниров, что приводит к значительным отклонениям результатов расчета и проектирования от фактической работы конструкций при реальных землетрясениях и не всегда позволяет получить одновременно надежные и экономичные проектные решения. Поэтому весьма актуальным и своевременным является разработка новых усовершенствованных методов расчета сейсмо-

стойкости, наиболее правильно отражающих поведение зданий при землетрясениях.

Связь работы с научными программами. Диссертационная работа выполнялась в рамках МНТП “Архитектура и строительство” по теме 03.0109.98 “Разработка физико-математических моделей, методов и программного обеспечения для оценки сейсмостойкости зданий и сооружений” в период с 1998 по 2000 гг., работы по которой выполняются на кафедре “Строительная механика” Казанской ГАСА под руководством советника РААСН, д.т.н., проф. И.Т.Мирсаяпова.

Цель и задачи исследований. Целью диссертационной работы является разработка нового метода расчета выносливости наклонных сечений сжато-изогнутых железобетонных элементов (колонн) при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических и усовершенствованного динамического метода расчета сейсмостойкости одноэтажных каркасных зданий из железобетона на основе деформационной модели железобетона с учетом реальной схемы разрушения вертикальных несущих элементов и предыстории нагружения.

Для реализации поставленной цели были решены следующие задачи:

- анализ результатов существующих экспериментальных исследований выносливости сжато-изогнутых железобетонных элементов (колонн) при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических, выявление основных закономерностей усталостного разрушения, развития деформаций и напряжений в отдельных компонентах наклонного сечения;
- качественный анализ напряженно-деформированного состояния и предельных усилий в отдельных компонентах наклонного сечения сжато-изогнутых железобетонных элементов при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических;
- качественный анализ методов оценки сейсмостойкости сжато-изогнутых железобетонных элементов по наклонным сечениям;
- качественный и количественный анализ и сравнение основных национальных нормативных методов расчета сейсмостойкости зданий: России, Европейского

им. И. И. Лобачевского
Казанского гос. университета

комитета по бетону (ЕКБ), США, Новой Зеландии, Японии и Португалии;

- разработка на основе теоретических исследований деформационного метода расчета выносливости наклонных сечений сжато-изогнутых железобетонных элементов при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических, наиболее полно учитывающего напряженно-деформированное состояние элемента, включающего условия равновесия, деформирования и предельные величины внутренних усилий в наклонном сечении;
- разработка динамического метода расчета одноэтажных каркасных зданий на сейсмические воздействия, исходя из деформационной модели железобетона с учетом одновременного изменения изгибной и сдвиговой жесткости;
- оценка точности предлагаемого метода расчета выносливости наклонных сечений сжато-изогнутых железобетонных элементов при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических путем сравнения теоретических результатов с данными эксперимента.

Автор защищает:

- результаты теоретических исследований по определению напряжений и усилий во всех компонентах наклонного сечения сжато-изогнутых железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил (в бетоне над вершиной наклонной трещины, в продольной и поперечной арматуре, в связях сцепления и зацепления вдоль наклонной трещины при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических);
- результаты качественного и количественного анализа существующих методов расчета сейсмостойкости зданий и сооружений по нормам проектирования: России, ЕКБ, США, Новой Зеландии, Японии и Португалии;
- метод расчета выносливости наклонных сечений сжато-изогнутых железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил на основе использования полной системы уравнений равновесия, предельных усилий в бетоне и арматуре, деформационных зависимостей, аналитических диаграмм деформирования материалов с учетом одновременного изменения напряженно-деформированного состояния компонентов

наклонного сечения, прочностных и деформативных свойств и режимов деформирования материалов в составе конструкции при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических;

- динамический метод расчета одноэтажных каркасных зданий из железобетона на сейсмические воздействия на основе деформационной модели железобетона, учитывающий реальную схему разрушения вертикальных несущих элементов и предысторию нагружения;
- результаты проверки точности и надежности предлагаемого метода расчета выносливости наклонных сечений сжато-изогнутых элементов при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических различными экспериментальными данными.

Научную новизну работы представляют:

- общие уравнения механического состояния бетона над наклонной трещиной, продольной и поперечной арматуры в наклонных сечениях сжато-изогнутых железобетонных элементов с учетом неупругих свойств бетона, реальных режимов деформирования материалов в составе конструкции при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических;
- метод расчета выносливости наклонных сечений сжато-изогнутых железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил на основе аналитических диаграмм деформирования материалов с учетом одновременного изменения напряженно-деформированного состояния компонентов наклонных сечений, физико-механических свойств и режимов деформирования материалов в составе конструкций при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических;
- динамический метод расчета одноэтажных каркасных зданий из железобетона на сейсмические воздействия на основе деформационной модели железобетона с учетом одновременного изменения изгибной и сдвиговой жесткости, учитывающий реальную схему разрушения вертикальных несущих элементов и предысторию нагружения;
- методика трансформирования диаграмм деформирования бетона и арматуры

для учета влияния знакопеременных малоцикловых нагружений типа сейсмических на прочностные и деформативные свойства материалов.

Практическое значение работы заключается в том, что в результате выполненных исследований разработаны метод расчета выносливости наклонных сечений сжато-изогнутых железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, наиболее полно учитывающий напряженно-деформированное состояние элемента при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических, и динамический метод расчета сейсмостойкости одноэтажных каркасных зданий из железобетона, позволяющий повысить надежность, а в ряде случаев – расчетную несущую способность, и за счет этого получить наиболее экономичные их конструктивные решения.

Апробация работы. Основные результаты диссертационной работы докладывались и обсуждались на ежегодных научно-технических конференциях Казанской ГАСА в период с 1996 по 1999 гг., на 3-й Российской конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмостойкому районированию (г.Сочи, 12-15 октября 1999 г.), на Российском научно-практическом семинаре по проблемам реконструкции и возрождения исторических городов (г.Казань 1999 г.).

Публикации. По материалам диссертации опубликовано 6 печатных работ.

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав, общих выводов и библиографии. Общий объем диссертации – 194 страницы, в том числе 140 страниц машинописного текста, 50 рисунков, 1 таблица и список использованных источников – на 14 страницах из 148 наименований.

СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Анализ состояния каркасных зданий после землетрясений показывает, что наиболее характерными и опасными повреждениями являются разрушение опорных участков колонн по наклонным сечениям от преобладающего влияния поперечных сил с образованием системы перекрестных трещин.

Особенно опасными для одноэтажных каркасных зданий являются совместное действие вертикальной и горизонтальной составляющих сейсмической нагрузки. Поэтому при расчете и проектировании сейсмостойких одноэтажных кар-

касных зданий необходимо учитывать реальную работу и реальный характер разрушения вертикальных несущих элементов при сейсмических воздействиях.

Изучением вопросов сейсмостойкости зданий и сооружений в разные годы занимались Я.М.Айзенберг, В.В.Болотин, С.В.Поляков, В.К.Егупов, Т.Ж.Жунусов, В.А.Ильичев, А.И.Цейтлин, И.И.Гольденблат, К.С.Завриев, И.Л.Корчинский, С.В.Медведев, А.Г.Назаров, Н.А.Николаенко, А.Е.Саргсян, С.Б.Смирнов, А.М.Курзанов, А.П.Кириллов, Т.Р.Рашидов, В.А.Ржевский, Ф.Омори, Х.Аояма, Н.Мононобе, М.Био, И.Джирса, Д.Уайт, М.Соузен, И.Мейер, У.Мацусима и др.

Основное внимание исследователей уделялось вопросам прочности и напряженно-деформированного состояния отдельных конструктивных элементов и зданий в целом при сейсмических воздействиях. В процессе этих исследований накоплен огромный экспериментальный материал по данному вопросу, разработаны целый ряд предложений по усовершенствованию действующих условно-статических методов расчета сейсмостойкости.

В действующих отечественных (СНиП II-7-81) и международных нормативных документах по сейсмостойкому строительству (нормы Японии, США, ЕКБ, Португалии, Новой Зеландии и др.) используется метод расчета на условные горизонтальные сейсмические нагрузки, основанный на общих принципиальных позициях, в основу которых заложено упругое деформирование конструкций с введением условных эмпирических коэффициентов. Эти методы расчета не в состоянии учитывать экспериментально установленный реальный характер разрушения и реальные режимы деформирования колонн при определении предельных сейсмических сил на одноэтажные каркасные здания из железобетона.

Анализ исследований поведения зданий и сооружений при сейсмических воздействиях показывает, что сейсмические силы, действующие на здания и сооружения при землетрясениях, наряду с характеристиками движения грунтов основания, существенно зависят от изменения прочностных и деформативных свойств и реального характера деформирования основных несущих конструкций.

Поэтому для расчета сейсмостойкости одноэтажных каркасных зданий, прежде всего, необходимо разработать расчетную модель деформирования и ме-

тодику расчета прочности колонн при сейсмических воздействиях.

Для разработки расчетной модели деформирования и методики расчета прочности вертикальных сжато-изогнутых несущих железобетонных элементов одноэтажных каркасных зданий при знакопеременных малоцикловых нагрузениях типа сейсмических использовалась деформационная расчетная модель железобетона, предложенная А.С.Залесовым, и развитая в дальнейшем И.Т.Мирсаяповым и Ф.М.Ахметовым для случая одностороннего многоциклового нагружения без учета действия продольных сил.

В качестве расчетной модели деформирования рассматривается деформирование блока элемента между двумя параллельными наклонными сечениями, расположенными на некотором характеристическом расстоянии друг от друга. Деформирование выделенного расчетного блока принимается в виде плоского поворота наклонных сечений относительно вершины наклонной трещины и сдвига наклонных сечений относительно друг друга (рис.1).

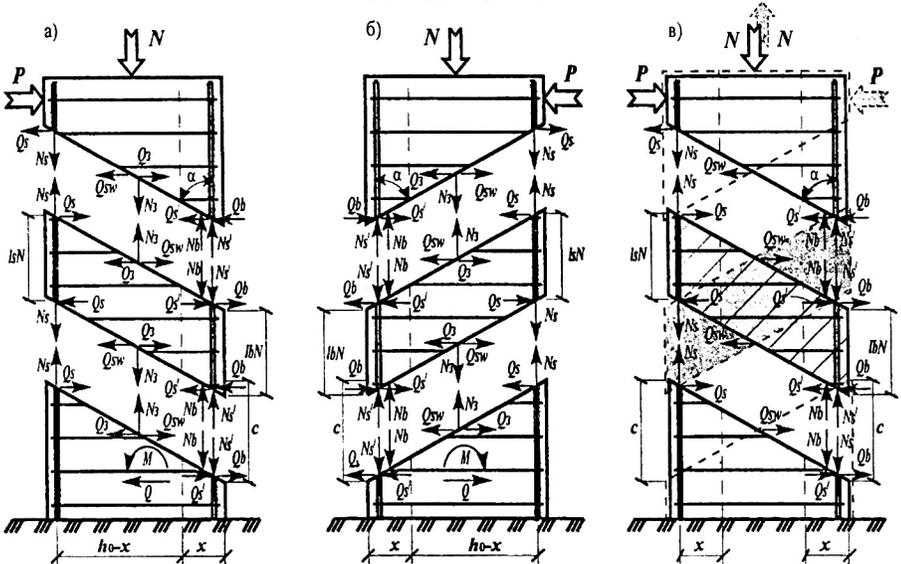


Рис.1. Схема образования наклонных трещин и расчетная схема усилий в наклонных сечениях сжато-изогнутых железобетонных элементов при действии поперечной нагрузки: а) в одном направлении; б) в обратном направлении; в) при повторном нагружении

Предельное состояние элемента при действии повторяющихся малоцикловых нагрузок характеризуется достижением предельных усилий (деформаций и

напряжений) в одном из компонентов наклонного сечения (бетоне сжатой зоны над вершиной наклонной трещины, поперечной арматуре, продольной растянутой или сжатой арматуре). Связь между усилиями и перемещениями отдельных компонентов наклонного сечения выражается через характеристики жесткости и податливости бетона и арматуры с учетом их неупругого деформирования.

Для колонн с двойной продольной арматурой в расчетной схеме наклонного сечения общие усилия рассматриваются в виде продольных и поперечных составляющих следующих усилий относительно продольной оси элемента: продольное $N_b(t)$ и поперечное $Q_b(t)$ усилия в бетоне сжатой зоны над вершиной наклонной трещины, продольные (осевые) $N_s(t)$ и $N'_s(t)$ и поперечные (нагельные) $Q_s(t)$ и $Q'_s(t)$ усилия в продольной растянутой и сжатой рабочей арматуре соответственно, пересекающей наклонную трещину, поперечное $Q_{sw}(t)$ усилие в поперечной арматуре, пересекающей наклонную трещину, и усилия зацепления по поверхности наклонной трещины $T_{срc}(t)$ (рис.1).

В общем виде расчетная модель при действии начальной горизонтальной нагрузки в одном из направлений включает систему из трех уравнений равновесия (продольных и поперечных сил, изгибающих моментов) и два условия деформирования (поворот и сдвиг наклонных сечений) (рис.1,а):

$$\Sigma N = 0; \quad \Sigma Q = 0; \quad \Sigma M = 0; \quad \Sigma \Delta_1 = 0; \quad \Sigma \Delta_n = 0. \quad (1-5)$$

Использование этих условий приводит к следующей системе уравнений:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_b(t) + N'_s(t) - N_s(t) - N'_s(t) = N; \end{array} \right. \quad (6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_s(t) + Q_{sw}(t) + Q_b(t) + Q'_s(t) - Q_s(t) = Q; \end{array} \right. \quad (7)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{sw}(t) \frac{c}{2} + Q_b(t)c + Q'_s(t)c - N_b(t) \left(h_0 - \frac{x(t)}{2} \right) - N'_s(t)(h_0 - a'_s) + \\ + N \left(\frac{h}{2} - a_s + y(t) \right) = M; \end{array} \right. \quad (8)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\delta_{N_b} N_b(t) \sin \alpha - \delta_{Q_b} Q_b(t) \cos \alpha}{\delta_{N_s} N_s(t) \sin \alpha + \delta_{Q_{sw}} Q_{sw}(t) \cos \alpha} = \frac{x(t)}{h_0 - x(t)}; \end{array} \right. \quad (9)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{Q_b} Q_b(t) \sin \alpha + \delta_{N_b} N_b(t) \cos \alpha + \delta_{Q'_s} Q'_s(t) \sin \alpha + \delta_{N'_s} N'_s(t) \cos \alpha = \\ = \delta_{Q_{sw}} Q_{sw}(t) \sin \alpha - \delta_{N_s} N_s(t) \cos \alpha + \delta_{Q_s} Q_s(t) \sin \alpha. \end{array} \right. \quad (10)$$

При циклическом нагружении происходит уменьшение сил сцепления и зацепления по берегам наклонной трещины вследствие истирания неровностей поверхности, поэтому при малоцикловом нагружении с небольшой погрешностью можно принять $Q_s(t) = 0$ и $N_s(t) = 0$. В связи с этим из общей системы, состоящей из пяти уравнений, получаем систему, состоящую из четырех уравнений, включающую три уравнения равновесия (6, 7, 8) и деформационное уравнение сдвига (10).

Из решения этой системы после некоторых преобразований и упрощений получаем выражения для усилий, действующих в наклонном сечении:

$$N'_s(t) = \sigma'_{sN} A'_s = A'_s E'_s \varepsilon'_{sN} = A'_s E'_s \frac{\delta_{Nb} N_b(t)}{l_{bN}} \frac{x(t) - a'_s}{x(t)}; \quad (11)$$

$$\begin{aligned} N_s(t) &= N_b(t) + N'_s(t) - N = N_b(t) + A'_s E'_s \frac{\delta_{Nb} N_b(t)}{l_{bN}} \frac{x(t) - a'_s}{x(t)} - N = \\ &= N_b(t) \left[1 + A'_s E'_s \frac{\delta_{Nb}}{l_{bN}} \frac{x(t) - a'_s}{x(t)} \right] - N; \end{aligned} \quad (12)$$

$$Q_{sw}(t) = Q(t) - Q_s(t) - Q_b(t) - Q'_s(t); \quad (13)$$

$$Q'_s(t) = A'_s \sigma'_{sQ} \sin \varphi_1 = A'_s E'_s \varepsilon'_{bQ} \sin \varphi_1 = A'_s E'_s \frac{\delta_{Qb} Q_b(t)}{l_{bQ}} \sin \varphi_1; \quad (14)$$

$$\begin{aligned} Q_s(t) &= A_s \sigma_{sQ} \sin \Theta = A_s E_s \varepsilon_{sN} \sin \Theta = A_s E_s \frac{\delta_{Ns} N_s(t)}{l_{sN}} \sin \Theta = \\ &= A_s E_s \frac{\delta_{Ns}}{l_{sN}} \sin \Theta \left\langle N_b(t) \left[1 + A'_s E'_s \frac{\delta_{Nb}}{l_{bN}} \frac{x(t) - a'_s}{x(t)} \right] - N \right\rangle; \end{aligned} \quad (15)$$

$$\begin{aligned} N_b(t) &= \frac{\left[N \left\langle \left(\frac{h}{2} - a_s + y(t) \right) + A_s E_s \frac{\delta_{Ns}}{l_{sN}} \sin \Theta \frac{c}{2} \right\rangle - M + Q \frac{c}{2} \right] \sin \alpha \times \\ &\quad \left\langle \left(h_0 - \frac{x(t)}{2} \right) + A'_s E'_s \frac{\delta_{Nb}}{l_{bN}} \frac{x(t) - a'_s}{x(t)} (h_0 - a'_s) + A_s E_s \frac{\delta_{Ns}}{l_{sN}} \sin \Theta \times \right. \\ &\quad \left. \times \left\langle \delta_{Qsw} + \delta_{Qb} \left[1 + \frac{A'_s E'_s}{l_{bQ}} \sin \varphi_1 (\delta_{Qsw} + \delta_{Q'_s}) \right] \right\rangle \right\rangle + \\ &\quad \times \frac{c}{2} \left[1 + A'_s E'_s \frac{\delta_{Nb}}{l_{bN}} \frac{x - a'_s}{x} \right] \sin \alpha \left\langle \delta_{Qsw} + \delta_{Qb} \left[1 + \frac{A'_s E'_s}{l_{bQ}} \sin \varphi_1 (\delta_{Qsw} + \delta_{Q'_s}) \right] \right\rangle + \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & + \left[\delta_{Q_{\text{пр}}} Q \sin \alpha + N \left(\delta_{N_b} \left[\frac{A_s E_s}{l_{sN}} \sin \Theta \sin \alpha (\delta_{Q_{\text{пр}}} - \delta_{Q_s}) + \cos \alpha \right] \right) \right] \times \\
 & + \left(\delta_{N_b} \left[1 + A'_s E'_s \frac{\delta_{N_b} x(t) - a'_s}{l_{bN} x(t)} \right] \left[\frac{A_s E_s}{l_{sN}} \sin \Theta \sin \alpha (\delta_{Q_{\text{пр}}} - \delta_{Q_s}) + \cos \alpha \right] + \right. \\
 & \quad \left. \times \frac{c}{2} \left[1 + \frac{A'_s E'_s}{l_{bQ}} \delta_{Q_b} \sin \varphi_1 \right] \right) ; \\
 & + \delta_{N_b} \cos \alpha \left[1 + A'_s E'_s \frac{\delta_{N_b} x(t) - a'_s}{l_{bN} x(t)} \right] \left. \right\} \frac{c}{2} \left[1 + A'_s E'_s \frac{\delta_{Q_b}}{l_{bQ}} \sin \varphi_1 \right] ; \quad (16)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_b(t) = & \frac{M + N_b(t) \left(\left(h_0 - \frac{x(t)}{2} \right) + A'_s E'_s \frac{\delta_{N_b} x(t) - a'_s}{l_{bN} x(t)} (h_0 - a'_s) + A_s E_s \frac{\delta_{N_b}}{l_{sN}} \sin \Theta \times \right. \\
 & \left. \frac{c}{2} \left[1 + A'_s E'_s \frac{\delta_{Q_b}}{l_{bQ}} \sin \varphi_1 \right] \right)}{x \frac{c}{2} \left[1 + A'_s E'_s \frac{\delta_{N_b} x(t) - a'_s}{l_{bN} x(t)} \right] - N \left(\left(\frac{h}{2} - a_s + y(t) \right) + A_s E_s \frac{\delta_{N_b}}{l_{sN}} \sin \Theta \frac{c}{2} \right) - \frac{Q}{2}} \quad (17)
 \end{aligned}$$

При нагружении элемента в противоположном направлении изменяются траектории наклонных трещин, образующих расчетные наклонные блоки, положение сжатой и растянутой зон, а также направление усилий в продольных и поперечных стержнях (рис.1,б, в). Поэтому при таком нагружении отдельные компоненты наклонного сечения работают в условиях знакопеременного малоциклового нагружения и, следовательно, прочностные и деформативные свойства необходимо оценивать для этих условий нагружения.

Для учета влияния знакопеременного малоциклового нагружения типа сейсмического на прочностные и деформативные свойства материалов и на напряженно-деформированное состояние сжато-изогнутых элементов разработана методика трансформирования исходных диаграмм деформирования бетона и арматуры и аналитические зависимости для описания этих диаграмм.

Влияние циклического знакопеременного нагружения на изменение напряженно-деформированного состояния учитывается путем изменения коэффициен-

тов податливости компонентов наклонного сечения (бетона, продольной и поперечной арматуры).

Коэффициенты податливости бетона над вершиной наклонной трещины при малоцикловом нагружении определяются по формулам:

– в продольном направлении:

$$\delta_{bN}(t) = \frac{l_{bN}(t) \left[1 + \frac{\varepsilon_{ct}(N)}{\sigma_b^{\max}(t, t_0)} \right]}{E_b(t_0) b x(t) \omega_{bN}}; \quad (18)$$

– в поперечном направлении:

$$\delta_{bQ}(t) = \frac{l_{bQ}(t) \left[1 + \frac{\varepsilon_{ct}(N)}{\sigma_b^{\max}(t, t_0)} \right]}{E_b(t_0) b x(t) \omega_{bQ}}, \quad (19)$$

где $l_{bN}(t)$, $l_{bQ}(t)$ – длина активного деформирования бетона в продольном и поперечном направлении соответственно; $\varepsilon_{ct}(N)$ – усредненные относительные деформации бетона на участке с трещинами; ω_{bN} – коэффициент полноты эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны над вершиной наклонной трещины; ω_{bQ} – коэффициент полноты эпюры касательных напряжений в бетоне сжатой зоны.

Коэффициенты податливости продольной растянутой арматуры при малоцикловом нагружении определяются по формулам:

– в продольном направлении:

$$\delta_{sN}(t) = \frac{l_{sN}(t)}{E_s A_s}; \quad (20)$$

– в поперечном направлении:

$$\delta_{sQ}(t) = \frac{l_{sQ}^3(t)}{12 E_s J_s}, \quad (21)$$

где $l_{sN}(t)$, $l_{sQ}(t)$ – длина активного деформирования арматуры при малоцикловом нагружении; J_s – момент инерции.

Коэффициенты податливости продольной сжатой арматуры определяются по формулам:

– в продольном направлении:

$$\delta_{N'_s}(t) = \frac{l_{bN}(t)}{E_s A'_s}; \quad (22)$$

– в поперечном направлении:

$$\delta_{Q'_s}(t) = \frac{l_{bQ}(t)}{E_s A'_s}. \quad (23)$$

Выражение для определения коэффициента податливости поперечной арматуры при малоцикловом нагружении представляется в виде:

$$\delta_{swQ}(t) = \frac{l_{swQ}(t)}{E_s \frac{A_{sw}}{S_w} c \omega_{swQ}}, \quad (24)$$

где $l_{swQ}(t)$ – длина активного деформирования поперечной арматуры при малоцикловом нагружении; ω_{swQ} – коэффициенты полноты эпюры напряжений.

Оценка прочности сжато-изогнутых элементов в зоне одновременного действия изгибающего момента, продольных и поперечных сил включает проверку прочности компонентов наклонного сечения (бетоне сжатой зоны над вершиной наклонной трещины, продольной и поперечной арматуре, пересекающей наклонную трещину).

Проверка прочности бетона производится, исходя из критерия прочности бетона в условиях плоского напряженного состояния. В качестве критерия прочности бетона сжатой зоны над вершиной наклонной трещины принимается зависимость, связывающая предельные продольные и поперечные усилия в бетоне над наклонной трещиной:

$$\frac{N_b^{\max}(t)}{N_{b,ult}} + \frac{Q_b^{\max}(t)}{Q_{b,ult}} \leq 1, \quad (25)$$

где N_b^{\max} , Q_b^{\max} – продольные и поперечные усилия в бетоне сжатой зоны в произвольный момент времени (t), соответствующий N циклам нагружений, при максимальном значении нагрузки цикла; $N_{b,ult}$, $Q_{b,ult}$ – предельные значения продольных и поперечных усилий в бетоне сжатой зоны, соответствующие пределам выносливости материала к моменту времени (t), соответствующему N циклам нагружений

при заданном режиме.

Проверка прочности продольной арматуры, пересекающей наклонную трещину, производится, исходя из предельного состояния арматурного стержня, подвергающегося изгибу и осевому растяжению от действия поперечных Q_s^{\max} , и продольных сил N_s^{\max} . Критерии прочности продольной арматуры в предельном состоянии определяются неравенствами:

$$\frac{N_s^{\max}(t)}{N_{s,ult}} + \frac{Q_s^{\max}(t)}{Q_{s,ult}} \leq 1; \quad (26)$$

$$\varepsilon_s^{\max}(t) \leq \varepsilon_{s,rep} \quad (27)$$

где $N_s^{\max}(t)$, $Q_s^{\max}(t)$ – продольные и поперечные усилия в продольной растянутой арматуре при максимальном значении нагрузки цикла в произвольный момент времени (t) , соответствующий N циклам нагружений; $N_{s,ult}$, $Q_{s,ult}$ – предельные значения продольных и поперечных усилий в продольной арматуре, соответствующие пределу выносливости материала к моменту времени (t) , соответствующему N циклам нагружений при заданном режиме; $\varepsilon_s^{\max}(t)$ – деформации в продольной растянутой арматуре при максимальном значении нагрузки цикла в произвольный момент времени (t) , соответствующий N циклам нагружений; $\varepsilon_{s,rep}$ – предельные деформации арматурного стержня при заданном режиме и количестве циклов нагружения.

Проверка прочности поперечной арматуры в пределах длины наклонной трещины производится, пренебрегая незначительным ее изгибом вдоль продольной оси расчетного элемента, исходя из предельного состояния при осевом растяжении от действия только поперечных сил $Q_{sw}^{\max}(t)$. Критерий прочности поперечной арматуры в предельном состоянии определяется неравенствами:

$$Q_{sw}^{\max}(t) \leq Q_{sw,ult}; \quad (28)$$

$$\varepsilon_{sw}^{\max}(t) \leq \varepsilon_{sw,ult}; \quad (29)$$

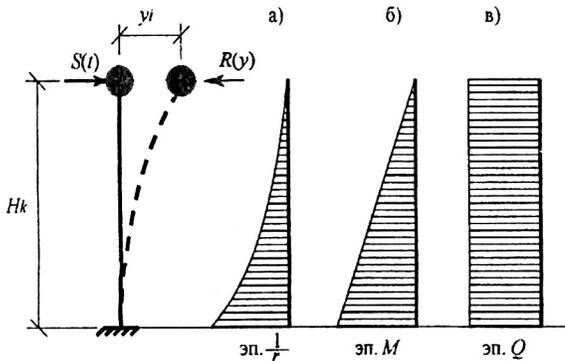
где $Q_{sw}^{\max}(t)$, $\varepsilon_{sw}^{\max}(t)$ – поперечные усилия и деформации в поперечной арматуре при максимальном значении нагрузки цикла в произвольный момент времени (t) , соответствующий N циклам нагружений; $Q_{sw,ult}$ – предельные значения усилий в

поперечной арматуре, соответствующие пределу выносливости материала к моменту времени (t), соответствующему N циклам нагружений при заданном режиме; $\varepsilon_{sw,ult}$ – предельные деформации арматурного стержня при заданном режиме и количестве циклов нагружения.

Полученная модель используется в дальнейшем для оценки сейсмостойкости одноэтажных каркасных зданий. Для этого в качестве расчетной модели одноэтажного каркасного здания при сейсмических воздействиях принимается консольная система с одной степенью свободы, жестко заделанная в основание, сопротивляющаяся воздействию горизонтальной силы $S(t)$, приложенной в центр сосредоточенной массы на конце консоли. Считается, что ригель системы недеформируем и шарнирно соединен с колоннами.

Динамический расчет железобетонных конструкций зданий и сооружений производится на основе динамических уравнений равновесия (движения) системы. При этом помимо инерционных сил в уравнения движения включаются силы сопротивления системы (восстанавливающие силы) как функция ее перемещения $R(y)$ и внешние силы от сейсмических воздействий как функция времени $S(t)$ (рис.2).

Расчет сейсмостойкости зданий сводится к оценке прогибов конструкций здания, т.е. предельное состояние системы определяется достижением перемещений $y(t)$ конструкций от движений грунта за принятое расчетное время (t), соответствующее количеству



циклам (N) и периоду воздействия нагрузки (T), предельных значений перемещений (y_{ult}). При этом при каждом цикле нагружения должно выполняться условие:

$$y(t_i) \leq y_{ult}(t_i). \quad (30)$$

Рис.2. Расчетная схема здания: а) эпюра кривизны; б) эпюра изгибающих моментов; в) эпюра поперечных сил

Если при заданной приведенной массе системы m_n и ускорении основания $\ddot{y}_0(t)$ перемещения системы $y(t)$ не достигают предельных значений перемещений $y_{\text{шт}}$, то сейсмостойкость конструкции обеспечена. Если деформации системы превосходят предельные значения, то сейсмостойкость конструкции недостаточна.

Расчет предельной сейсмической силы производится в следующей последовательности. Исходя из деформационной модели сжато-изогнутого железобетонного элемента, при совместном действии изгибающих моментов, поперечных и продольных сил, в условиях знакопеременного малоциклового нагружения, основанной на уравнениях равновесия, условиях деформирования и диаграмм деформирования бетона и арматуры, методом последовательного приближения определяются внутренние усилия в компонентах наклонного сечения (формулы 11 – 17) и перемещения элемента, соответствующие этим усилиям.

В рамках принятой расчетной модели (рис.3) перемещение элемента при заданной нагрузке определяется совокупностью деформаций блоков B_1, B_2, B_3 и связей, представляющих собой соответственно бетон сжатой зоны над вершиной наклонной трещины, продольную и поперечную арматуру в местах пересечения наклонной трещины.

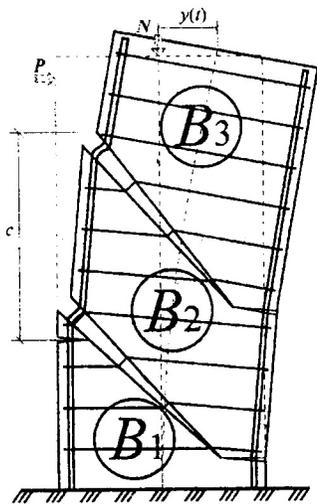


Рис.3. Расчетная схема для определения перемещений элемента при совместном действии изгибающих моментов, поперечных и продольных сил

Перемещения элемента при заданных внешних нагрузках N и S_0 определяются по известной формуле Мора как перемещения, вызванные деформациями составляющих блоков, стержней и связей с учетом их неупругого деформирования в процессе знакопеременного малоциклового нагружения (рис.3):

$$y = \int_0^l \frac{\bar{M}_i M_i}{B_M} dl + \int_0^l \frac{\bar{N}_i N_i}{B_N} dl + \int_0^l \frac{\bar{Q}_i Q_i}{B_Q} dl, \quad (31)$$

где $\bar{M}_i, \bar{N}_i, \bar{Q}_i$ – изгибающий момент, продольная и поперечная сила от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого

перемещения; M_i , N_i , Q_i – изгибающий момент, продольная и поперечная сила от действия заданных внешних нагрузок N и S_0 ; B_M , B_N , B_Q – изгибная, продольная и сдвиговая жесткости блоков, стержней и связей, вычисляемые с учетом проявления неупругих деформаций в бетоне и арматуре.

Соответствующие усилия от действия единичной силы определяются, полагая, что они распределяются между блоками, стержнями и связями в пролете среза так же, как и при заданном уровне нагружения.

Сумма перемещений, обусловленных деформациями блоков и связей, определяет искомое перемещение элемента при заданной внешней нагрузке:

$$y(t_i) = y_{B1} + y_{B2} + y_{B3} + y_{sN} + y_{bQ} + y_{sw} \quad (32)$$

где y_{B1} , y_{B2} , y_{B3} – перемещения элемента при заданной нагрузке, обусловленные деформациями блоков B_1 , B_2 , B_3 ; y_{bQ} , y_{sN} , y_{sw} – перемещения элемента, обусловленные деформациями бетона, поперечными деформациями продольной и поперечной арматуры в месте ее пересечения критической наклонной трещиной.

После определения суммарных перемещений элемента вычисляем условную интегральную изгибную жесткость, которая учитывает одновременное изменение изгибных, продольных и сдвиговых деформаций элемента:

$$B_{\text{элемент}} = \frac{MH_k^2}{3y(t)} = \frac{S_0 H_k^3}{3y(t)}. \quad (33)$$

В общем случае общая жесткость системы $B_{\text{сист}}$ определяется в виде суммы жесткостей элементов $B_{\text{элемент}}$, входящих в ее состав, т.е.

$$B_{\text{сист}} = \sum_1^n B_{\text{элемент}}, \quad (34)$$

где n – количество колонн в составе поперечной рамы.

После вывода уравнения перемещений и определения условной изгибной жесткости элемента переходим к определению предельной сейсмической силы.

Деформирование системы при сейсмическом воздействии принимается на основе диаграммы состояния системы. При деформировании системы в соответствии с диаграммой состояния уравнение движения системы имеет вид:

$$\ddot{y}(t) + \frac{B_{\text{сист}}}{m_n} \dot{y}(t) - \frac{S_0}{m_n} \sin \varphi t = 0. \quad (35)$$

Обозначив $\frac{B_{\text{сист}}}{m_n} = \varphi_0^2$ и $\frac{S_0}{m_n} = \ddot{y}_0(t)$, уравнение (35) запишется в виде:

$$\ddot{y}(t) + \varphi_0^2 y(t) = \ddot{y}_0(t) \sin \varphi t. \quad (36)$$

Решение уравнения (36) в произвольный момент времени (t_i) при любом количестве N циклов нагружения имеет вид:

$$y(t_i) = y_{pl}(t_i) \cos \varphi_{0i} t_i + \frac{v_i}{\varphi_{0i}} \sin \varphi_{0i} t_i + \frac{S_0}{m_n(\varphi_i^2 - \varphi_{0i}^2)} \times \\ \times \left(\sin v \cos \varphi_{0i} t_i + \frac{\varphi_i}{\varphi_{0i}} \cos v \sin \varphi_{0i} t_i \right) - \frac{S_0}{m_n(\varphi_i^2 - \varphi_{0i}^2)} \sin(\varphi_i t_i + v), \quad (37)$$

где $y_{pl}(t_i)$ – пластические перемещения системы в момент времени t_i , определяются по формуле:

$$y_{pl}(t_i) = y(t_{i-1}) - y_{el}, \quad (38)$$

где t_i – соответствует количеству N циклов нагружения; $y(t_{i-1})$ – перемещение системы в момент времени t_{i-1} ; φ_{0i} – частота собственных колебаний системы, вычисляемая с учетом изменения условно приведенной жесткости в процессе сейсмических колебаний; v_i – скорость колебания системы в момент времени t_i .

После определения перемещений системы на каждом этапе нагружения из уравнения движения (36) можно вычислить соответствующие ускорения системы

$$\ddot{y}(t) = \ddot{y}_0(t) \sin \varphi t - \varphi_0^2 \left(y_{pl}(t_i) \cos \varphi_{0i} t_i + \frac{v_i}{\varphi_{0i}} \sin \varphi_{0i} t_i + \frac{S_0}{m_n(\varphi_i^2 - \varphi_{0i}^2)} \times \right. \\ \left. \times \left(\sin v \cos \varphi_{0i} t_i + \frac{\varphi_i}{\varphi_{0i}} \cos v \sin \varphi_{0i} t_i \right) - \frac{S_0}{m_n(\varphi_i^2 - \varphi_{0i}^2)} \sin(\varphi_i t_i + v) \right). \quad (39)$$

Зная массу m_n и ускорение системы $\ddot{y}(t_i)$, можно определить величину сейсмического усилия $S(t)$ в произвольный момент времени (t):

$$S(t) = \beta_i m_n \ddot{y}(t_i). \quad (40)$$

где β_i – коэффициент динамичности.

При этом на каждом цикле нагружения проверяется условие $y(t_i) \leq y_{ult}(t_i)$, т.е.

при найденном ускорении системы $\ddot{y}(t_i)$ перемещения системы $y(t_i)$ не должны достигать предельных перемещений $y_{ul}(t)$.

Величина предельной сейсмической силы $S(t)_{ul}$ будет определяться по формуле (40) при значениях $\ddot{y}(t)$, соответствующих предельным перемещениям $y(t_i) = y_{ul}(t)$, где $y_{ul}(t)$ определяется по формуле (32) при значениях деформаций материалов $\varepsilon_b = \varepsilon_{bu}$, $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$, $\varepsilon_{sw} \leq \varepsilon_{swu}$.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

1. Анализ последствий разрушительных землетрясений показывает, что в одноэтажных каркасных зданиях из железобетона основным видом разрушения является разрушение вертикальных несущих элементов (колонн).

2. При землетрясениях, а также при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил в условиях знакопеременного малоциклового нагружения типа сейсмического, железобетонные колонны разрушаются по наклонным сечениям после образования системы перекрестных наклонных трещин. Поэтому при разработке усовершенствованных методов расчета сейсмостойкости одноэтажных каркасных зданий из железобетона необходимо учитывать экспериментально установленный реальный характер разрушения и реальные режимы деформирования колонн при сейсмических воздействиях.

3. В отечественных (СНиП II-7-81) и международных нормативных документах по сейсмостойкому строительству (нормы Японии, США, ЕКБ, Португалии, Новой Зеландии и др.) используется статический метод расчета на условные сейсмические нагрузки, основанный на общих принципиальных позициях, в основу которых заложено упругое деформирование конструкций с введением некоторых обобщенных коррективов, учитывающих податливость систем, образование пластических шарниров и особенностей сейсмического воздействия. В отечественных и зарубежных нормах проектирования отсутствуют конкретные указания по динамическому расчету сейсмостойкости зданий и сооружений, позволяющие учитывать реальный характер разрушений и реальную работу конструкций в зависимости от конструктивной схемы зданий.

4. Разработан общий метод расчета выносливости наклонных сечений вер-

тикальных несущих элементов на основе деформационной модели железобетона при совместном действии изгибающих моментов, поперечных и продольных сил в условиях знакопеременного малоциклового нагружения типа сейсмического, с использованием полной системы уравнений равновесия, деформационных зависимостей по наклонному сечению, предельных усилий в бетоне и арматуре, аналитических диаграмм деформирования материалов с учетом одновременного изменения напряженно-деформированного состояния в компонентах наклонного сечения, прочностных и деформативных свойств материалов в составе конструкции. Жесткости, напряжения и коэффициенты асимметрии цикла напряжений в отдельных компонентах наклонного сечения вычисляются с учетом их изменения в процессе малоциклового нагружения вследствие проявления виброползучести бетона сжатой зоны в связанных условиях. В диссертации приведены уравнения функций податливости отдельных компонентов наклонного сечения с учетом неупругих свойств бетона, реальных режимов деформирования материалов в составе конструкции в условиях знакопеременного малоциклового нагружения. Предложенный метод расчета позволяет с высокой точностью оценить напряженно-деформированное состояние и выносливость наклонных сечений сжато-изогнутых железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, поперечных и продольных сил на всех стадиях знакопеременного малоциклового нагружения типа сейсмического.

5. В диссертации предложена методика трансформирования исходных диаграмм деформирования бетона и арматуры для учета влияния знакопеременного малоциклового нагружения типа сейсмического. Полученные аналитические зависимости для описания трансформированных диаграмм деформирования бетона и арматуры при знакопеременном малоцикловоом нагружении в компактной форме учитывают наблюдаемые в экспериментах влияние уровня максимальной нагрузки цикла на прочность, начальный модуль упругости и относительные деформации материалов. Использование предложенных способов трансформирования исходных диаграмм деформирования материалов позволяет более точно оценивать напряженно-деформированное состояние и выносливость сжато-изогнутых железобетонных элементов.

бетонных элементов при знакопеременных малоцикловых нагружениях типа сейсмических.

6. Результаты расчета по предложенному методу удовлетворительно согласуются с существующими экспериментальными данными, полученными разными авторами при испытании 60 сжато-изогнутых железобетонных элементов, отличающихся размерами, прочностью бетона, содержанием продольной и поперечной арматуры и параметрами малоциклового нагружения.

7. Разработан новый динамический метод расчета сейсмостойкости одноэтажных каркасных зданий из железобетона с использованием предложенной в диссертации деформационной модели сжато-изогнутых элементов при совместном действии изгибающих моментов, поперечных и продольных сил в условиях знакопеременного малоциклового нагружения, учитывающий реальный характер разрушения и реальные условия деформирования вертикальных несущих элементов (колонн). Предложенный метод позволяет аналитическим путем учитывать влияние неупругих свойств железобетона, накопление повреждений в материалах, изменение напряженно-деформированного состояния в сечениях конструкции и изменение прочностных и деформативных свойств материалов на величину сейсмической силы, воспринимаемую одноэтажным каркасным зданием из железобетона. Это позволяет повысить надежность, а в ряде случаев – расчетную несущую способность, и за счет этого получить более экономичные их конструктивные решения.

8. Использование предложенной в диссертации деформационной модели сжато-изогнутых железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил в условиях знакопеременного малоциклового нагружения позволяет определять предельные сейсмические силы, воспринимаемые как вновь проектируемыми, так и эксплуатируемыми одноэтажными каркасными зданиями с учетом предыстории нагружения и накопленных в предыдущих этапах нагружения дефектов и повреждений. Поэтому она может быть использована при оценке остаточного ресурса одноэтажных каркасных зданий из железобетона, подлежащих усилению по требованиям сейсмической безо-

пасности.

Основные положения диссертации опубликованы в работах:

1. Мирсаяпов И.Т., Воронов А.А. Прочность железобетонных конструкций по наклонному сечению при сейсмических воздействиях//Юбилейная научно-техническая конференция Ивановской ГАСА, посвященная 15-летию учреждения ИИСИ. Сборник тезисов докладов и материалов. – Иваново, 1996. – С.137.

2. Мирсаяпов И.Т., Воронов А.А. Расчет железобетонных элементов при сейсмическом воздействии с учетом изменения изгибной и сдвиговой жесткости. Материалы 49-й республиканской научной конференции. Сборник научных трудов. – Казань, КГАСА, 1998. – С.162-169.

3. Мирсаяпов И.Т., Воронов А.А. Прямой динамический расчет сейсмостойкости каркасных зданий из железобетона. Материалы 50-й республиканской научной конференции. Сборник научных трудов аспирантов. – Казань, КГАСА, 1999. – С.90-94.

4. Мирсаяпов И.Т., Воронов А.А., Нуриева Д.М. Оценка сейсмостойкости каркасных зданий на основе расчетной деформационной модели железобетона//Вестник Волжского регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук. Вып. 2. – Нижний Новгород, 1999. – С.13-18.

5. Мирсаяпов И.Т., Воронов А.А., Лекарев Н.А. Оценка сейсмостойкости зданий на основе деформационных моделей железобетона. Материалы 3-й Российской конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (Сочи, 12-15 октября 1999 г.). – Сочи, 1999. – С.66.

6. Мирсаяпов И.Т., Воронов А.А. Прочность железобетонных колонн одноэтажных каркасных зданий при сейсмических воздействиях//Материалы Российского научно-практического семинара по проблемам реконструкции и возрождения исторических городов. – Казань, КГАСА, 1999. – С.59-78.

Корректурa автора

Подписано в печать 7 02 2002	Формат 60×84/16	
Заказ 59.	Печать RISO	Объем 1,0 усл.-печ.л.
Тираж 100 экз.	Бумага тип. № 1	Учетн.-изд.л. 1,0

Печатно-множительный отдел КГАСА

Лицензия № 03/380 от 16.10.95 г.

420043, Казань, Зеленая, 1