

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ УКРАИНЫ
КИЕВСКИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

На правах рукописи

БАНДАР МАХМУД МУСТАФА

УДК 624.012:45-192

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ,
ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ С ДЕФЕКТАМИ

Специальность 05.23.01 - Строительные конструкции,
здания и сооружения

А В Т О Р Е Ф Е Р А Т

диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

К и е в - 1993



00388126 (S)

024
 Работа выполнена на ка
 конструкций Киевского инженер

Научный руководитель

старший научный сотрудник,
 ПОДОЛЬСКИЙ ДМИТРИЙ МАРКОВИЧ

Официальные оппоненты: доктор технических наук,
 профессор ДЕДЯРЬ АНАТОЛИЙ
 СОЛОМОНОВИЧ
 кандидат технических наук,
 КРИТОВ ВИТАЛИЙ АЛЕКСЕЕВИЧ

Ведущая организация - Институт Киевпроект

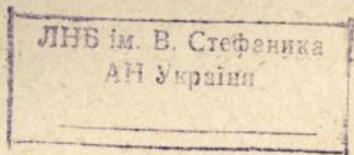
Защита диссертации состоится 16 апреля 1993 г. в 13.00
 на заседании специализированного совета К 06В.05.04 в Киевском
 инженерно-строительном институте по адресу:
 252037, Киев-37, Воздухофлотский пр., 31 в зале заседаний
 Совета института /аудитория 319/.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке Киевского
 инженерно-строительного института.

Автореферат разослан 40 марта 1993 г.

Ученый секретарь
 специализированного совета
 канд. техн. наук, доцент

Г.И.МЕЛЬНИЧЕНКО



ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы. Эксплуатационное состояние и надежность здания в основном определяется наличием или отсутствием дефектов несущих железобетонных конструкций, полученных в процессе изготовления, возведения и эксплуатации.

В диссертации из обширного круга вопросов в проблеме дефектности конструкций, решалась актуальная задача оценки напряженно-деформированного состояния, прочности и трещиностойкости конструкций жилых зданий с дефектами. Основное внимание уделено монолитным стенам, в которых возникновение дефектов типа трещин наблюдается в последнее время настолько часто, что выросло в самостоятельную проблему.

Цель диссертационной работы - повышение эксплуатационной надежности железобетонных конструкций с дефектами путем уточнения оценки параметров напряженно-деформированного состояния, прочности и трещиностойкости.

Научную новизну работы составляет:

- установление характера напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций с дефектами;
- экспериментальные данные о влиянии дефектов на прочность и трещиностойкость железобетонных монолитных стен и сборных панелей перекрытий;
- предложения по учету характера процесса развития трещин при расчете плоско-напряженных железобетонных конструкций с дефектами.

Автор защищает:

- результаты обследований и экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния, прочности и трещиностойкости железобетонных монолитных стен и сборных панелей перекрытий;
- методику расчета плоско-напряженных железобетонных конструкций с дефектами;
- результаты численных исследований железобетонных монолитных стен и сборных панелей перекрытий;
- предложения по оценке характера процесса развития трещин в монолитных стенах;
- предложения по учету мембранных усилий в слабом слое при расчете трехслойных плит перекрытий.

Практическое значение работы заключается в том, что установленные в процессе исследований закономерности развития дефектных зон при нагружении конструкций дают возможность с помощью разработанных методик и предложений по расчету, оценивать действительные запасы прочности и трещиностойкость железобетонных конструкций с дефектами и проектировать монолитные стены и сборные панели перекрытий с повышенной эксплуатационной надежностью.

Внедрение результатов исследований осуществлено путем их использования в "Рекомендациях по проектированию монолитных жилых домов с трехслойными наружными стенами" (КиевЗНИИЭП, тема № 288н/89).

Апробация работы. Основные результаты диссертационной работы доложены и обсуждены на IX международной школе "Расчет и управление надежностью больших механических систем" в 1992 г. в г. Екатеринбурге, а также на научно-технической конференции Самаркандского государственного архитектурно-строительного института, 1992 г., г. Самарканд.

По теме диссертации опубликовано четыре научных работы.

Объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения и списка литературы, приложения. Работа изложена на 197 страницах, содержит 28 таблиц, 73 рисунков, список литературы из 110 наименований; приложения 46 стр.

СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Состояние вопроса. Цели и задачи настоящей диссертации непосредственно связаны с проблемой надежности строительных конструкций, ведущая роль в решении которой принадлежит В.В.Болотину, А.Р.Ржаницыну, Н.С.Стрелецкому и др.

В работах М.Д.Бойко, О.В.Лузина, А.Митцела, Г.Т.Попова, Г.А.Порывая, Р.Рибички, В.А.Роговского, А.Г.Ройтмана, Г.Руфферта, Б.В.Сендерова, М.Е.Соколова, Г.А.Шапира, А.Н.Шкилева, И.А.Физделя, М.Л.Фрайнта и др. изложены результаты обследований железобетонных и каменных конструкций с дефектами, дан анализ их напряженно-деформированного состояния и трещиностойкости, разработана классификация дефектов и рекомендации по усилению дефектных конструкций.

Наиболее распространенными дефектами в сборных железобетонных конструкциях жилых и общественных зданий являются образование трещин в процессе изготовления, а также выколы бетона и уменьшение толщины одного из слоев в многослойных конструкциях при их бетонировании.

В монолитном домостроении основным типом дефектов является трещинообразование в стенах в период возведения зданий и начальном периоде эксплуатации. А.Я.Барашиковым, А.С.Дехтярем, З.Хакавати и др. проведены массовые наблюдения за трещинообразованием монолитных жилых зданий и даны рекомендации по их нормированию. Исследованиями В.И.Липака, М.Б.Соколова и др. установлено, что основной причиной трещинообразования в монолитных стенах является усадка и температурные деформации бетона, отесненные в уровнях перекрытий.

Теория деформирования бетона и железобетона с учетом трещинообразования, разработанная вначале А.А.Гвоздевым, С.А.Дмитриевым, Л.М.Немировским, В.И.Мурашевым и др., для стержневых элементов была затем распространена на более широкий класс конструкций, включая плоско-напряженные и изгибаемые плиты, оболочки и массивные тела, в работах Н.И.Карпенко. Дальнейшее ее развитие связано с применением численных методов расчета конструкций, в частности метода конечных элементов, которому посвящены работы Э.Базанта, А.С.Городецкого, В.С.Здоренко, А.Л.Козака, А.И.Козачевского, М.Л.Розенберга, А.С.Сахарова и др. Закономерности изменения жесткостных характеристик по длине изгибаемых плит как функций параметров трещинообразования получены М.М.Акуленко.

Экспериментальные данные показывают, что современные теории деформирования бетона и железобетона достаточно адекватно прогнозируют процесс развития трещин при нагружении конструкции, однако не учитывают характер процесса нагружения, вследствие чего в них не определены предельные размеры трещин, при которых происходит разрушение конструкции в целом.

На основе анализа состояния вопроса сформулированы задачи диссертации:

- 1) провести обследования трещинообразования монолитных стен на строящемся объекте;
- 2) провести экспериментальные исследования фрагментов опытных монолитных и сборных образцов конструкций с дефектами;
- 3) разработать методику по расчету железобетонных конст-

рукций с дефектами:

4) провести численные исследования и анализ работы железобетонных конструкций на эксплуатационные нагрузки и температурно-влажностные воздействия.

Оценка трещинообразования в строящемся монолитном доме по результатам наблюдений. Для исследования трещинообразования в монолитных зданиях был выбран строящийся 16-этажный жилой дом в г. Лобне Московской области, строительство которого, доведенное до 5 этажей, было приостановлено вследствие дефектного состояния объекта. Ширины трещин в стенах дома к моменту обследования достигали от десятых долей миллиметра до нескольких миллиметров.

Были обследованы все стены здания. В результате обработки данных наблюдений построены гистограммы расположения трещин по длине, высоте здания, ширине раскрытия трещин. Выделены участки стены с большими трещинами для численного анализа характера дальнейшего развития трещин и прочности стен.

Максимальная длина трещины во внутренних стенах составила 3787 мм, наружных стенах - 2670 мм.

Наиболее опасное трещинообразование наблюдалось: на первом этаже во внутренней глухой стене, которая была выбрана для численных исследований.

Для изучения характера зависимости степени трещинообразования от параметров здания и параметров трещин построены гистограммы, представленные на рис. 1.

Анализ гистограмм показывает, что максимальные значения распределения трещин наблюдались во внутренних глухих стенах. Максимальное распределение повреждений в здании наблюдалось: во втором этаже - 39,4% (рис. 1,б), во внутренних стенах - 74,04% (рис. 1,а).

Наиболее подверженными дефектному трещинообразованию оказались беспроемные внутренние стены. Большие вертикальные трещины в них возникли в результате появления больших растягивающих напряжений от температурно-усадочных деформаций, стесненных примыкающими стенами перпендикулярного направления и перекрытиями. Возникновение трещин в углах участков стен является следствием концентрации напряжений от стеснения температурно-усадочных деформаций и дефектов при выполнении стыков между стенами и между стенами и перекрытиями.

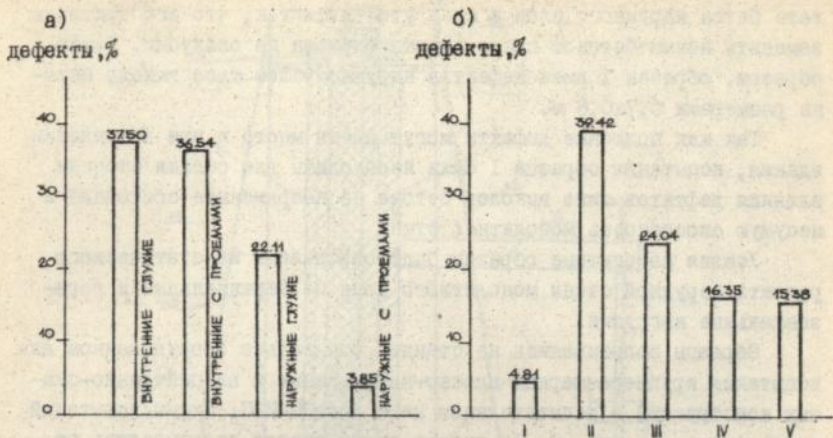


Рис. I. Распределение трещин в здании:
а - по видам стен; б - по этажам

Экспериментальная надежность здания по ширине раскрытия трещины составила всего 0,163, что свидетельствует о невозможности дальнейшего строительства и эксплуатации здания.

Экспериментальные исследования монолитных трехслойных стен с дефектами типа выколов бетона. Для испытаний были изготовлены два образца фрагментов трехслойных монолитных стен 10-этажного жилого дома. В качестве фрагмента принимался участок монолитной стены шириной 3,28 м, равной расстоянию между поперечными стенами, примыкающими к данной стене, и высотой 2,705 м. Толщина образца 1 составила 0,4 м, образца 2 - 0,35 м. Отличие толщин образцов вызвано только разной толщиной теплоизолирующего слоя: 0,15 м для образца 1 и 0,1 м для образца 2. Бетон для наружного и внутреннего слоев принимался: класса В7,5 для образца 1 и класса В10 для образца 2. Образцы армировались: для восприятия вертикальных продольных усилий четырьмя вертикальными каркасами с рабочей арматурой \varnothing 12 А-1; для восприятия усилий от температурно-усадочных деформаций в наружном слое и усилий от технологических и монтажных нагрузок - сетками из арматуры \varnothing 5 Вр-1; плоские вертикальные каркасы объединялись в пространственный каркас отдельными стержнями \varnothing 6 А-1. Теплоизоляционный слой изготовлен из пенопласта $\gamma = 0,4 \text{ кН/м}^3$.

При изготовлении образца 1 во время вибрации бетона внутреннего слоя утеплитель выпучился в сторону наружного слоя. В резуль-

тате бетон наружного слоя с края утончился так, что его пришлось заменить новым бетоном после выемки образца из опалубки. Таким образом, образец I имел дефект в наружном слое типа выкола бетона размерами 0,7x0,8 м.

Так как подобные дефекты могут иметь место и при возведении здания, испытания образца I были необходимы для оценки степени влияния дефектов типа выколов бетона на напряженное состояние и несущую способность монолитных стен.

Усилия на опытные образцы были определены из статического расчета наружной стены монолитного дома на вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Образцы испытывались на стенде, специально оборудованном для испытания крупноразмерных плоско-напряженных и внецентренно-сжатых конструкций в испытательном цехе КиевЗНИИЭП. Схемы испытаний представлены на рис. 2. На нижнюю опору стенда укладывались металлические полуцилиндры 4, на которые устанавливалась металлическая траверса 5. На траверсу после нанесения выравнивающей цементной стяжки I4, устанавливался образец, состоящий из внутреннего слоя I, наружного слоя 2 и утеплителя 3.

Образец закреплялся от горизонтальных смещений поверху и понизу швеллерами 6 и 7, которые упирались по концам в металлические упоры I2 стенда.

На верхнюю поверхность наружного и внутреннего слоя укладывались металлические пластинки I5 по цементному выравнивающему слою раствора. На пластинки устанавливались катки I3 из круглой стали, а на них - верхняя траверса I0 под домкраты II.

После установки домкратов с тяжами (тяги на рис. 2 условно не показаны), прикрепленными снизу к нижней опоре стенда, к закладным деталям во внутреннем слое образцов приваривались металлические консоли.

К консолям на расстоянии I,5 м от поверхности образца со стороны внутреннего слоя подвешивались два поддона 9, по одному к каждой паре консолей (см. рис. 2). После установки и закрепления на стенде на поверхности образца устанавливались индикаторы.

Схема установки образцов соответствовала работе фрагмента конструктивной системы здания.

Консоли с приложенной к ним нагрузкой моделировали воздействие изгибающего момента и пропольной силы на стену.

Для исследования работы связей в образце 2 при его изготов-

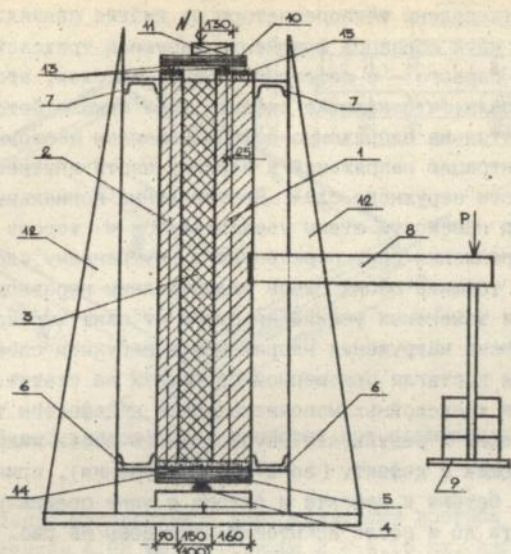


Рис. 2. Боковой вид образцов на стенде

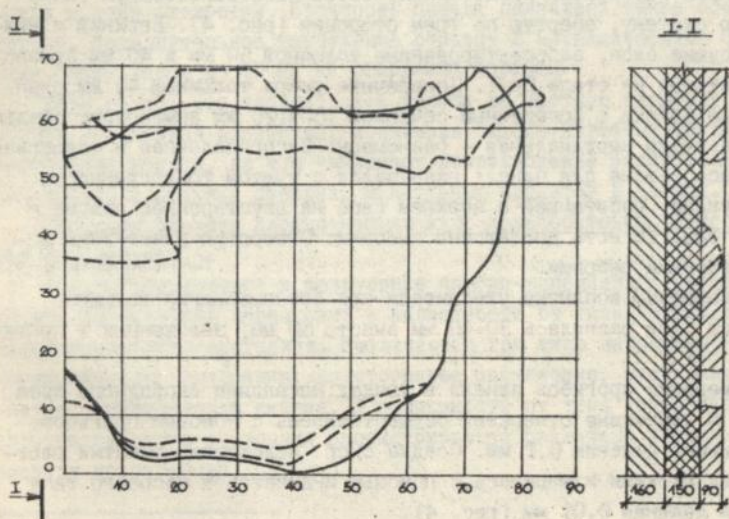


Рис. 3. Фрагмент наружного слоя образца I с дефектом:
 — граница дефектной зоны до начала испытаний;
 - - - граница выкола бетона после испытаний

лении были установлены тензорезисторы на гибких связях.

Испытания двух образцов фрагмента наружной трехслойной монолитной стены (первого - с дефектом в наружном слое, второго - без дефекта) показала, что наличие дефекта типа выкола бетона существенно сказывается на напряженно-деформированном состоянии стены, вызывая концентрацию напряжений в верхней части внутреннего слоя и по всей высоте наружного слоя. Вертикальные нормальные напряжения σ_x по всей плоскости стены увеличиваются в сторону дефекта.

В узлах крепления плит перекрытий к внутреннему слою стены напряжения по толщине обоих слоев распределены неравномерно вследствие передачи моментных усилий на стену от плит перекрытий. На последней ступени нагружения напряжения в наружном слое под плитой перекрытия достигли призмочной прочности на сжатие.

Разрушение трехслойных монолитных стен с дефектом типа выкола бетона происходит в результате неустойчивого роста микротрещин в зоне, примыкающей к дефекту (зона предразрушения), приводящего к выколу нового бетона в дефекте и бетона в зоне предразрушения. Границы дефекта до и после испытаний приведены на рис. 3.

Экспериментальные исследования трехслойных сборных панелей перекрытий с дефектами типа уменьшенной толщины верхнего слоя.

Панели перекрытия представляют собой пространственную тонкостенную систему, опертую по трем сторонам (рис. 4). Верхний и нижний несущие слои, запроектированные толщиной 50 мм и 40 мм армированы сетками из стали Вр-1. Поперечные ребра толщиной 40 мм окантованные бруски с поперечным сечением 160x120 мм армированы сталью А-III. Нагрузка вертикальная - равномерно-распределенная и полосовая.

Класс бетона для панелей назначался с учетом тонкостенности конструкции, работающей в верхнем слое на двустороннее сжатие и принят В25, то есть достаточно высоким. Отверстия окантованы дополнительными ребрами.

Вследствие всплытия утеплителя при бетонировании толщина верхнего слоя равнялась 30-40 мм вместо 50 мм, заложенных в проекте.

Измерение прогибов панели в точках посередине свободного края панели и посередине отверстия осуществлялось с помощью прогибмеров с ценой деления 0,1 мм. Осядка опор вследствие обжатия раствора под катками измерялась с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм (рис. 4).

Измерение напряжений в арматурных каркасах производилось методом тензометрии.

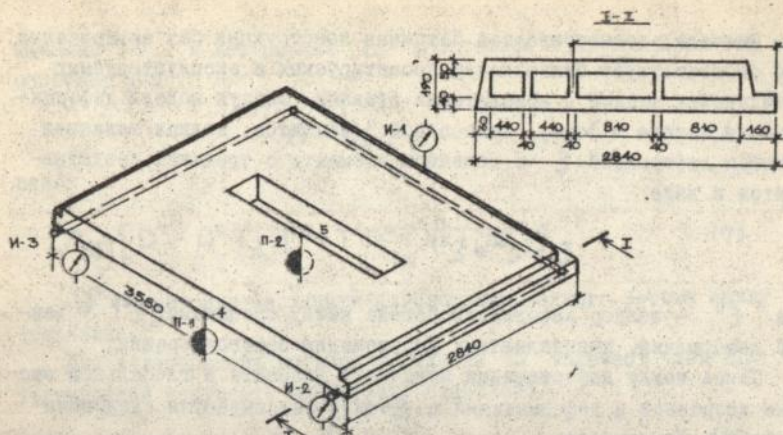


Рис. 4. Схема расположения приборов при испытаниях панели перекрытия

Максимальные измеренные в день испытаний прогибы в образце 1 достигли величины 4,02 мм, в образце 2 – 4,19 мм. Наблюдение за трещинообразованием нижнего слоя показало его высокую трещиностойкость. Небольшие трещины с шириной раскрытия до 0,05 мм возникли в зоне отверстия. Прочность панели оказалась также обеспеченной. Дополнительное нагружение образца 2 металлическими балками общим весом до 40 кН не разрушило образец.

Характерно, что верхний слой панели на местную нагрузку работает как гибкая пластинка, испытывая, кроме изгибных усилий, мембранные усилия, на что указывает возникновение растягивающих напряжений в верхних стержнях арматурных каркасов в ребрах.

Методика расчета плоско-напряженных железобетонных конструкций с дефектами^{х)}

Трещинообразование и разрушение плоско-напряженных железобетонных конструкций происходит в зависимости от типа напряженно-деформированного состояния. Различаются три типа напряженно-деформированного состояния: двустороннее растяжение, растяжение – сжатие, двустороннее сжатие. В зависимости от типа напряженно-деформированного состояния рассматриваются различные подходы к расчету конструкции.

х) Методика расчета разработана совместно с Д.М.Подольским.

Вначале рассматривается бетонная конструкция без армирования, что соответствует большинству проектируемых и эксплуатируемых гражданских зданий с монолитными стенами. Следуя модели деформирования бетона в форме, записанной З.Базантом, полная величина вектора деформаций ϵ в конечном элементе с трещиной представляется в виде

$$\epsilon = \epsilon^c + \epsilon^{cz}, \quad (1)$$

где ϵ^c - вектор деформаций бетона между трещинами; ϵ^{cz} - вектор деформаций, эквивалентных перемещению берегов трещин.

Связь между деформациями конечного элемента в глобальной системе координат и деформациями в трещине записывается следующим матричным выражением:

$$\epsilon^{cz} = T \epsilon^c, \quad (2)$$

где T - матрица преобразований координат.

Векторы напряжений S^{cz} и деформаций ϵ^{cz} в трещине связаны матрицей жесткости D^{cz} :

$$S^{cz} = D^{cz} \epsilon^{cz}, \quad (3)$$

где

$$D^{cz} = \begin{bmatrix} E_{nn} & E_{nt} \\ E_{tn} & E_{tt} \end{bmatrix}, \quad (4)$$

Коэффициенты жесткости E в матрице D^{cz} можно принять на основании зависимостей, полученных М.Л.Розенбергом:

$$E_{nn} = \frac{0,5}{\left(\frac{\epsilon_n}{\epsilon_{tcr}}\right)^{1,25}}; \quad E_{tt} = \frac{0,25 R_{bt}}{\epsilon_n^{1,25}} \leq 0,4 E_s;$$

$$E_{nt} = E_{tn} = 0, \quad (5)$$

где ϵ_n - деформации элемента в направлении, перпендикулярном трещине; ϵ_{tcr} - деформации третинообразования бетона.

После ряда преобразований соотношения между векторами напря-

жениями σ и деформаций ϵ в бетонном конечном элементе приобретают вид

$$\sigma = D_b \epsilon, \quad (6)$$

где

$$D_b = [D^c - D^c T (D^{cz} + T' D^c T)^{-1} T' D^c] \epsilon; \quad (7)$$

D^c - матрица жесткости плоско-напряженного бетона между трещинами.

Для железобетона матрица жесткости D включает член D_s , учитывающий жесткость арматурных стержней:

$$D = D_b + D_s, \quad (8)$$

где

$$D_s = C_s^{-1}; \quad (9)$$

C_s - матрица податливости арматуры, элементы которой определяются по формулам теории Н.И.Карпенко.

На основании приведенных основных положений методики построен алгоритм нелинейного расчета конструкций; находящихся в плоско-напряженном состоянии, с использованием метода последовательных нагружений.

Для оценки характера процесса развития и получения критической длины трещины, достижение которой соответствует разрушению конструкции, использовались результаты, полученные в механике разрушения бетона, основные положения которой разработаны Ю.В. Зайцевым, Е.П.Пересыпкинским, Л.П.Трапезниковым, В.И.Ягустом и др.

Для случая двустороннего растяжения получена формула критической полудлины трещины:

$$l_{cz} = \frac{K_{1c}^2}{\pi K_y^2 R_{bt}^2}, \quad (10)$$

где K_{1c} - предельный коэффициент интенсивности напряжений, определяемый для бетона соотношением, полученным Е.П.Пересыпкинским на основании опытов В.М.Енгова и В.И.Ягуста:

$$K_{1c} \approx 0,55 \bar{R}_{bt}, \quad (11)$$

где \bar{R}_{bt} - среднее значение прочности бетона при растяжении, МПа, K_y - коэффициент, учитывающий усадку, $K_y = 0,8-1,0$ (по Н.И. Карпенко); $R_{btн}$ - нормативное сопротивление бетона растяжению.

Из (I0), (II) получены критические полудлины трещин l_{cr} , включающие длину зоны предразрушения (зоны с микротрещинами): для тяжелого бетона - 0,4 м; мелкозернистого бетона - 0,2 м; легкого бетона при мелком заполнителе - 0,26 м.

Для случаев двустороннего растяжения, растяжения-сжатия и двустороннего сжатия на основании решения В.В. Панасюка для бесконечной изотропной пластины единичной толщины, ослабленной прямолинейной трещиной, и нагруженной в бесконечно удаленных ее точках напряжениями σ_x и σ_y , получены условия неустойчивого развития трещины для случаев раскрывающейся и закрывающейся трещин.

Составлены алгоритм и программа расчетов на основе ВК "КАРСТ" (КиевЗНИИЭП).

Численные исследования напряженно-деформированного состояния, трещиностойкости и прочности монолитных стен с дефектами.

1. Для оценки запасов прочности монолитных стен с вертикальными трещинами были произведены варианты расчеты зданий различной этажности на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок по программе "Здание" (КиевЗНИИЭП). Программа реализует метод, основанный на расчетной модели здания в виде составного тонкостенного стержня с дискретными связями.

Эффект вертикального трещинообразования, наиболее типичного для усадочных трещин, моделировался упрощенно в виде уменьшенной толщины внутренних стен (0,1 м вместо 0,16 м).

В результате расчетов получены классы бетонов стен для зданий различной этажности по условиям прочности и конструктивно-технологическим требованиям: 4-х этажное здание - В3,5, 10-этажное здание - В7,5, 16-этажное здание - В10 (внутренние стены), В7,5 (наружные стены).

2. Для проверки основных положений методики расчета плосконапряженных железобетонных конструкций с дефектами были произведены расчеты монолитного жилого дома в г. Лобие, результаты обследований которого изложены выше, и опытного образца монолитной стены.

Вначале производился пространственный расчет дома методом конечных элементов на температурно-влажностные воздействия и нагрузку от собственного веса конструкций. Использовалась расчет-

ная схема с укрупненными конечными элементами. Затем рассчитывались отдельные участки стен здания на воздействие перемещений и реакций в узлах, найденные в результате пространственного расчета здания.

Результаты пространственного расчета показывают, что в стенах здания от температурно-влажностных воздействий возникают вертикальные растягивающие напряжения, превосходящие по величине сжимающие напряжения от собственного веса конструкций.

Для расчета отдельных участков стен использовалась методика, и программа, разработанные в диссертации. Результаты расчетов показывают, что расчетная траектория магистральной трещины хорошо согласуется с трещиной, возникшей в реальном здании.

Дополнительно были произведены расчеты по программе "Радуга" (ИНИИЭПжилица), разработанной М.Л.Розенбергом с использованием теории Н.И.Карпенко. Был рассчитан тот же участок стены на нагрузки, близкие к критическим. Рассматривались два случая напряженно-деформированного состояния: растяжение-сжатие и двустороннее сжатие. На те же нагрузки участок стены был рассчитан по методике, разработанной в диссертации. Сопоставление результатов расчетов показывает хорошее совпадение модельных представлений методик. Методика, разработанная в диссертации, дополнительно к прогнозированию процесса трещинообразования дает значение критической длины трещины.

Расчеты опытного образца фрагмента монолитной стены с дефектом типа выкола бетона были произведены по методике, разработанной в диссертации, и по В К "Радуга". Результаты расчетов, представленные на рис. 5, показывают, что качественные картины развития зоны дефекта при достижении значения вертикальной нагрузки, близкой к критической, совпадают по обоим методикам и экспериментальным данным. Развитие трещины вниз панели, полученное в расчетах, возникает при нагрузках, превышающих максимальные экспериментальные.

Численные исследования трехслойных панелей перекрытий с дефектом типа уменьшенной толщины верхнего слоя.

Для расчета применялся приближенный метод, основанный на сведении пространственной расчетной модели к плоской. Расчет был произведен по программе "Флора" (КиевИНИИЭП).

Верхний слой уменьшенной толщины, рассчитывался как внецентренно-сжатый, нижний - как внецентренно-растянутый.

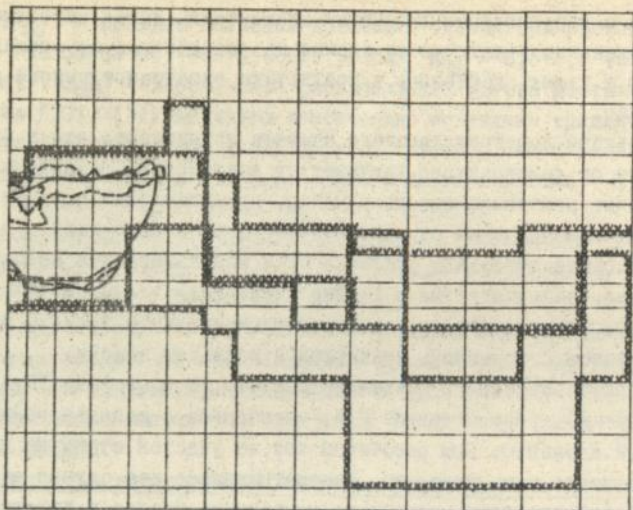


Рис. 5. Схема развития зоны дефекта

- область выкола бетона (по результатам испытаний);
- vvvvv область развития дефекта (по программе "Радуга");
- xxxxx область развития дефекта (по программе "Трещина");
- область начального дефекта

По результатам статического расчета панели, проверки прочности и трещиностойкости можно сделать вывод, что конструкция панели с дефектом типа уменьшенного верхнего слоя удовлетворяет требованиям пригодности железобетонных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп в соответствии со СНиП 2.03.01-84.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

По результатам проведенных в диссертации исследований можно сделать следующие выводы:

I. Анализ состояния надежности бетонных и железобетонных конструкций, характера дефектов в них, методов прогнозирования трещинообразования показывает, что наличие дефектов существенно влияет на напряженно-деформированное состояние, трещиностойкость и прочность конструкций с дефектами.

Результаты обследований монолитных жилых домов, имеющих дефекты, указывают, что основной причиной трещинообразования в стенах и перекрытиях являются температурно-влажностные деформации.

2. Наблюдение конструкций строящегося жилого дома показали, что наиболее подверженными трещинообразованию оказываются беспроемные внутренние стены, а большие вертикальные трещины в них являются следствием температурно-усадочных деформаций.

3. Экспериментальные исследования опытных образцов монолитной стены с дефектом типа выкола бетона и без дефекта показывают, что развитие трещинообразования при эксплуатационных нагрузках локализуется в зоне дефекта. Разрушение дефектного образца происходит при нагрузках, близких к контрольным по прочности.

4. Экспериментальные исследования опытных образцов трехслойных панелей перекрытий с дефектом верхнего слоя свидетельствуют о высокой прочности, трещиностойкости и жесткости конструкций с данным типом дефекта.

5. Применение комплексной методики расчета плоско-напряженных железобетонных конструкций с трещинами, включающей положения теории деформирования бетона З. Базанта, железобетона - Н.И. Карпенко и механики разрушения, дает возможность получения уточненных оценок напряженно-деформированного состояния, прочности и трещиностойкости путем установления критических длин и условий устойчивости процесса развития трещин.

Методика реализована в алгоритме и программе для ЭВМ и дает близкое совпадение (до 18%) с действующими способами расчета.

6. Сопоставление результатов численных расчетов монолитных стен и сборных панелей перекрытий с экспериментальными данными показывает их удовлетворительное совпадение (до 15%) и возможность рекомендации разработанной методики к применению в практических расчетах.

7. Численные исследования монолитных зданий с вертикальными трещинами и трехслойных плит перекрытий с дефектами типа уменьшенной толщины верхнего слоя показывают на значительные запасы прочности, жесткости и трещиностойкости в этих конструкциях.

8. Верхний слой плиты с уменьшенной толщиной работает как тонкая пластинка, воспринимающая мембранные усилия от местных нагрузок между ребрами.

Основное содержание диссертации изложено в следующих опубликованных работах:

1. Барашиков А.Я., Подольский Д.М., Бандар М.М., Санакулов Ф.Н. Надежность конструктивных систем при реконструкции и восстановлении. Расчет и управление надежностью больших механических систем. Инф. материалов. Екатеринбург: Наука. Уральское отделение. 1992, с.45-46.

2. Подольский Д.М., Бандар М.М. Результаты экспериментальных исследований трехслойных панелей перекрытия с дефектами. КИСИ. - Киев, 1992. - 9 с.: Деп. в УкрИНТЭМ № 425-Ук92.

3. Подольский Д.М., Бандар М.М. Экспериментальная оценка напряженно-деформированного состояния трехслойных монолитных стен; Киев. инж.-строит. ин-т. - Киев, 1992. - 22 с.: Деп. в УкрИНТЭИ № 336 Ук92.

4. Подольский Д.М., Бандар М.М. Оценка результатов обследования многоэтажного монолитного жилого дома в г.Любне. - Самаркандский государственный архитектурно-строительный институт им. Мирзо Улугбека. - Сборник, 1992 г.

ЛНБ ім. В. Стефаніка
АН України

Подл. к печ. ФУ. 03.93

Формат 60×84^{1/16}

Бумага тип. № 5 . Способ печати офсетный. Услови. печ. л. 0.93

Услови. кр.-отт. 1,16 . Уч.-изд. л. 1,0

Тираж 100 . Зак. № 384/ . Бесплатно.

Фирма «ВИПОЛ»

252151, г. Киев, ул. Волинская, 60.

Av 27.017
Av 27.017

Бесплатно