

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ УКРАИНЫ

КИЕВСКИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

на правах рукописи

ХАКАВАТИ ЗМИД МУСТАФА

ДИНАМИКА КОНСТРУКЦИЙ МОНОЛИТНЫХ И СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ  
ДОМОВ НА СТАДИИ ВОЗВЕДЕНИЯ

СПЕЦИАЛЬНОСТЬ 05.23.01-СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ,  
ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

Автореферат

диссертации на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

КИЕВ 1993

СВ 27.07  
Работа выполнена на кафедре железобетонных и каменных конструкций Киевского инженерно-строительного института

- НАУЧНЫЙ РУКОВОДИТЕЛЬ - доктор технических наук  
профессор **БАРАШИКОВ А.Я.**
- ОФИЦИАЛЬНЫЕ ОППОНЕНТЫ - доктор технических наук  
**КОЛЯКОВ М.И.**
- кандидат технических наук,  
**МАШКИН А.В.**
- ВЕДУЩАЯ ОРГАНИЗАЦИЯ - УкраинийГромадське Сельстрой.

Защита состоится " 10 " апреля 1993 г. в 13<sup>00</sup> часов на заседании специализированного совета К 068.05.04 по присуждению ученой степени кандидата технических наук в Киевском инженерно-строительном институте по адресу: г.Киев-37, Водухофлотский пр., 31.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке института.

Автореферат разослан " 15 " марта 1993 г.

Ученый секретарь  
специализированного Совета  
кандидат технических наук,  
доцент

*Мельниченко* Г.И. МЕЛЬНИЧЕНКО

ЛНБ ім. В. Стефаника  
АН України

ЛНБ України ім. В. Стефаника



00803310 (F)

## ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

АКТУАЛЬНОСТЬ РАБОТЫ. За последнее время во всех развитых странах выявились тенденции к увеличению этажности зданий. Это вызвано бурным ростом населения городов, ограниченностью их территорий, стремлением к сокращению городских коммуникаций.

Строительство бескаркасных монолитных зданий дает возможность осуществлять массовое жилищное строительство в районах, недостаточно обеспеченных базой полносборного домостроения или расположенных в труднодоступной местности. В больших городах здания из монолитного бетона возводятся главным образом как градостроительные акценты, в виде отдельных индивидуальных зданий. Монолитное домостроение открывает простор для строительства зданий, оригинальных планировочных решений и архитектурных форм.

К достоинству монолитного домостроения следует отнести то обстоятельство, что оно не требует больших первоначальных капитальных вложений, связанных с созданием и развитием строительной базы. Кроме того, затраты на приобретение и эксплуатацию опалубки окупаются очень быстро в связи с её универсальностью многократного использования. По ряду технико-экономических показателей эти здания более экономичнее кирпичных и крупнопанельных.

Во возрастающие объемы монолитного домостроения требуют совершенствования конструктивно-технологических решений монолитных и сборно-монолитных зданий.

В Украине и за рубежом в последние годы наряду с развитием сборного железобетона все более широкое применение получают методы строительства из монолитного бетона и железобетона. Монолитные дома имеют ряд экономических, архитектурных и конструктивных преимуществ. Монолитное домостроение, относящееся к числу перспективных видов строительства, позволяет по сравнению с крупнопанельным домостроением снизить на 40% единовременные затраты на создание производственной базы, на 20 - 25% металлоемкость зданий и на 20 - 30% энергетические затраты на изготовление конструкций.

Интенсивному развитию этого вида домостроения должно

предшествовать разработке принципов оптимального проектирования монолитных зданий для различных эксплуатационных условий.

Расчет и конструирование монолитных стен имеют свои особенности. Важнейшей отличительной особенностью монолитных стен является то, что они непосредственно бетонируются на месте разными методами и в различных типах опалубок.

Долговременные наблюдения за поведением монолитных домов проводимых в КиевЗНИИЭПе и в других институтах свидетельствуют о возникновении дефектов (трещины) в стенах бескаркасных зданий.

Появление и развитие трещин происходит на стадиях возведения и эксплуатации. При возведении могут образовываться как поверхностные, так и сквозные трещины, которые ухудшают эксплуатационные характеристики и иногда приводят к изменению расчетной схемы. Такие трещины наблюдались при строительстве ряда домов в разных городах: Киеве, Запорожье, Донецке, Санкт-Петербурге, Кишиневе, Вильнюсе а также городах Румынии, ФРГ и Швеции.

Целью диссертационной работы является: определение действительного напряженно-деформированного состояния стеновых конструкций монолитного или сборно-монолитного здания в процессе его возведения с фиксацией картины дефектов и рекомендации по их устранению.

Для достижения указанной цели решались следующие задачи:

- отработка методики комплексной оценки напряженно-деформированного состояния монолитного и сборно-монолитного жилого дома в процессе его возведения;
- выявление наиболее опасных, с точки зрения трещинообразования, факторов и мест появления дефектов;
- осуществление расчета конструкций на этапе возведения на реальные температурно-влажностные воздействия с учетом ползучести и усадки бетона;
- по результатам исследований - разработка рекомендаций по проектированию монолитных жилых зданий повышенной трещиностойкости.

Научная новизна:

- получены экспериментальные данные о напряженно-деформированном состоянии зданий и появлении дефектов в виде трещин в сечениях монолитных и сборно-монолитных стеновых конструкций;
- предложена комплексная методика оценки факторов, влияю-

щих на напряженно-деформированное состояние и формирование трещин в процессе возведения монолитных и сборно-монолитных элементов многостаяных зданий;

- по результатам экспериментально-теоретических исследований предложены два подхода к повышению трещиностойкости монолитных и сборно-монолитных зданий на стадии их возведения.

Практическая полезность работы:

- определено действительное напряженно-деформированное состояние монолитных и сборно-монолитных стеновых конструкций здания в процессе его возведения;

- выявлены наиболее характерных места трещинообразования;

- предложены конструктивные решения для повышения трещиностойкости монолитных и сборно-монолитных зданий.

Апробация работы и публикации:

основные результаты работы доложены и одобрены на 53 научной конференции КИСИ в 1992 году по теме диссертации опубликовано четыре статьи.

Объем работы:

диссертация состоит из введения, четырех глав, основных выводов, списка использованной литературы и приложений, изложена на 120 страницах текста, содержит 84 рисунков и 13 таблиц

Автор выражает глубокую благодарность д.т.н.проф.А.С.Дехтярю, к.т.н.доц.А.П.Ковальскому, кандидатам техн.наук, старшим научным сотрудникам А.А.Нечепорчуку и С.И.Файбушевичу за оказанную помощь при подготовке диссертации.

**СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ**

ВО ВЕДЕНИИ обоснована актуальность рассматриваемой темы, приведены общая характеристика работы и ее основные положения.

В ПЕРВОЙ ГЛАВЕ изложено состояние вопроса и сформулированы задачи исследований. Показана эффективность применения монолитных конструкций в решении жилищной проблемы со ссылкой на опыт зарубежных стран. Рассмотрены типы разновидностей монолитных зданий и их особенности. Вопросы изучения, разработки методов расчета и конструирования монолитных и сборно-монолитных зданий и их отдельных элементов посвящены работы Г.Н.Ашкинадзе, Л.З.Аншина, Я.Л.Ардовского, Т.А.Белана, Ю.В.Глины, П.Ф.Дроздова, Н.Н.Карпенко, М.И.Колякова, В.И.Лышак, П.П.Пань-

шина, Д.М.Подольского, Л.Д.Мартыновой, С.А.Мильникова, Н.Н.Складнева, М.Е.Соколова, А.О.Саакяна, Н.Ю.Синельникова, Н.Н.Шапошникова, Я.И.Ципенюка и многих других.

Приводится обзор литературы по анализу дефектов в монолитных зданиях на стадии возведения и эксплуатации. В работе отмечается, что монолитное домостроение занимает большую долю в общем объеме жилищного строительства в развитых западных странах и особенно широко начинает внедряться на территории Украины. Для крупных городов по-прежнему актуальным является строительство высотных зданий. Для всех типов монолитных зданий общим недостатком, снижающим их эксплуатационную надежность и зачастую приводящим к дополнительным затратам, является возникновение трещин в монолитных несущих элементах в процессе возведения здания; в наибольшей мере этот недостаток проявляется в многоэтажных или развитых в плане монолитных зданиях. Наиболее существенными и малоизученными факторами, оказывающими влияние на возникновение трещин в элементах монолитных зданий, являются температурно-влажностно-усадочные процессы. Применяемые в настоящее время при проектировании монолитных зданий методы расчета учитывают не в полной мере температурно-усадочные процессы, проходящие в монолитных элементах здания в процессе его возведения.

ВТОРАЯ ГЛАВА посвящена теоретическим исследованиям, основной целью которых являлось изучение напряженно-деформированного состояния стеновых конструкций здания путем расчета по уточненной расчетной модели. Отличительной особенностью монолитных зданий является наличие в их работе двух этапов, существенно отличающихся по состоянию конструкций, а также по величине и характеру, определяющих напряженно-деформированное состояние здания. При проектировании монолитных домов, как правило, не производится расчет здания на стадии возведения, так как здание на этом этапе считается нагруженным меньше, чем на стадии эксплуатации. Вопрос о расчете здания на стадии возведения стал актуальным ввиду выявления в возводимых натуральных объектах дефектов, свидетельствующих о критическом состоянии отдельных зон конструкций.

Для проведения численных исследований был принят программный комплекс, реализующий метод конечных элементов с использованием суперэлементного подхода (ПК.Рапид). ПК Рапид

разработан в Киев ЗНИИЭП Лубинским и Малачевским. Расчетная модель несущих конструкций здания представлена пространственной пластично-стержневой системой, описанной в правой трехмерной декартовой системе координат.

Исследования проводились на 24-этажном доме, запроектированном Киев ЗНИИЭПом по проспекту Героев Сталинграда в городе Киеве. Здание имеет размеры в плане 35,6 X 24,2 м. Здание состоит из 24-жильных этажей, технического этажа и подвала. Высота этажа 2,8 м. Конструктивная система здания включает 9 поперечных и 7 продольных стен. Стены из монолитного бетона возводились в блочнощитовой опалубке. Наружные стены толщиной 500 мм - из керамзитобетона. Внутренние стены толщиной 200 мм выполнены из тяжелого бетона. Перекрытия - из сборных многопустотных плит.

Архитектурно-планировочные решения позволяют сократить размерность выполняемых расчетов за счет использования кососимметричности плана здания. Расчетная схема составлялась для половины здания с моделированием граничных условий. В качестве расчетных углов приняты углы, расположенные в угловых точках суперэлементов.

В результате расчета получены в перемещения углов суперэлементов и усилий в характерных сечениях стен. Для анализа были построены эпюры перемещений в верхних (23,24) этажах по трем осям X, Y, Z, для неблагоприятных сочетаний температуры и усадки. На рис.1 показаны перемещение угловых точек по оси Z от воздействия усадки при возведении.

ТРЕТЬЯ ГЛАВА посвящена экспериментальным исследованиям.

Для развития методов расчета и проверки новых конструктивных решений необходимы наиболее полные данные о напряженно-деформированном состоянии конструкции в процессе их работы в здании. В наиболее достоверном виде эти данные могут быть получены в результате натуральных исследований. В этой связи и был проведен комплекс экспериментальных исследований жилого дома, включающий в себе определение физико-механических свойств, измерение деформации контрольных точек в процессе его возведения.

Измерение деформаций стен строящегося здания проводились с помощью компаратора-деформатора с базой 500 мм, снабженного индикатором часового типа с ценой деления 0,001 мм. С его по-

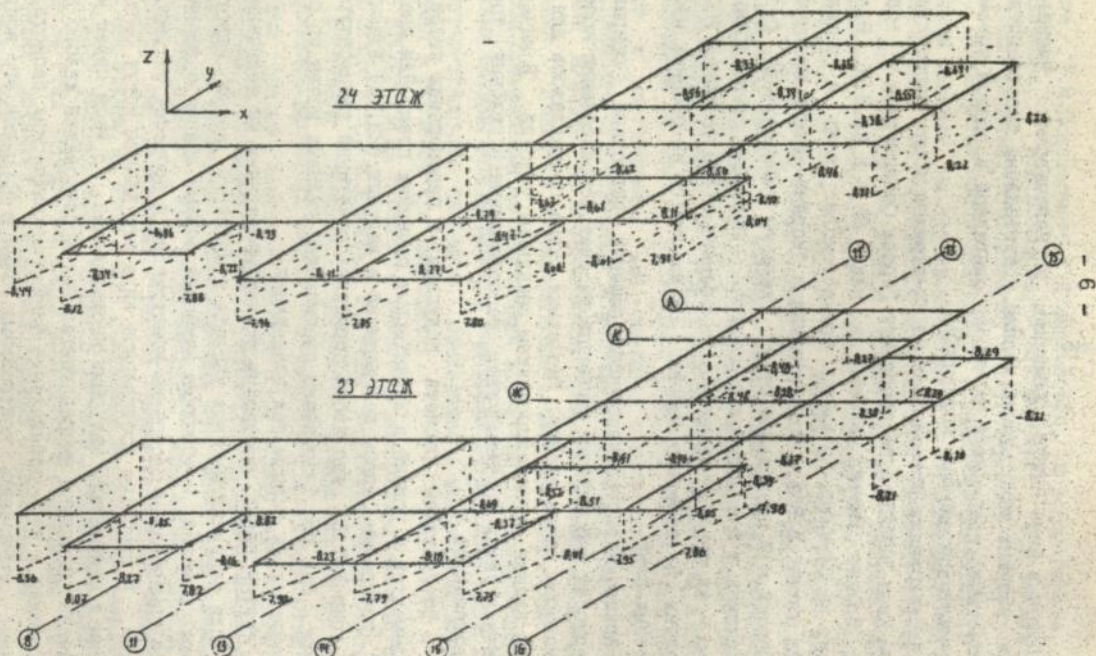


Рис. 1. Значение перемещений по оси Z узловых точек 23-ого и 24-ого этажей на уровне перекрытий при воздействии усадки бетона на этапе возведения ( в мм )

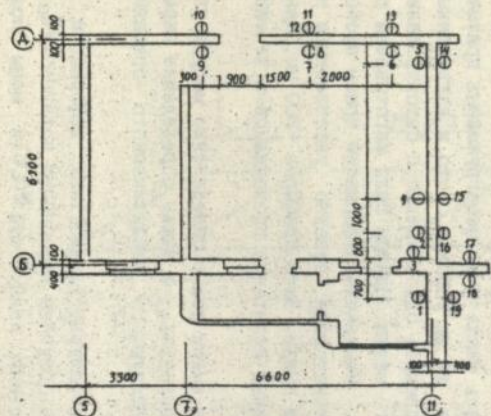
мощью измерялись расстояния между точечными бронзовыми марками, прикрепленными к поверхностям стен 8, 16, 19, 22 этажей (рис. 2) Как правило, в каждом сечении размещались четыре пары марок по две пары на обеих поверхностях стены. Одна пара марок располагалась горизонтально, другая - вертикально. Среди 21-ой пары марок, установленных на каждом из 4-х этажей две пары марок были установлены на ненапряженных участках стен. Были также установлены 8 пар марок на двух специально изготовленных фрагментах стен из легкого и тяжелого бетонов.

Первоначально предполагалось проводить измерения деформаций регулярно, но не реже одного раза после очередного приращения нагрузки. Первое требование выдержать не удалось из-за некоторой неретмичности возведения, второе же требование было выполнено. Средняя скорость возведения составляла 7,4 суток на этаж.

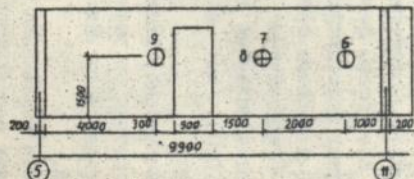
Исследования в лабораторных условиях состояли в испытаниях до разрушения контрольных прием действием кратковременной нагрузки. Проводились также измерения длительных деформаций прием в пружинных установках при постоянном сжимающем усилии. Для оценки влияния температуры и влажности одновременно длительные деформации измерялись также и на ненагруженных приемах (блинцах), помещенных в те же условия, что и нагруженные приемы. Все приемы бетонировались одновременно с бетонированием натуральных конструкций 8-го этажа. Приемы были изготовлены из тяжелого и легкого бетонов. Измерения деформаций прием проводились стационарными деформаторами поларно укрепленными на двух противоположных гранях прием. База приборов - 200 мм, цена деления 0,001 мм, длительные испытания проводились в течение 150 суток.

Лабораторные испытания имели целью определение модуля упругости бетона в разных возрастах, а также определение параметров ползучести для последующего аналитического описания процесса.

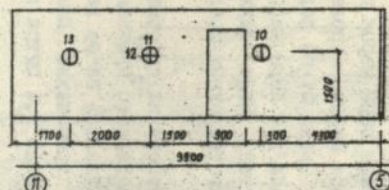
После исключения температурно-влажностных деформаций и осреднения результатов были получены деформации ползучести  $\epsilon_{cr}(t)$  по ним найдены характеристики ползучести  $\psi(t, \tau)$  и меры ползучести  $c(t, \tau)$ . Дальнейшая обработка измерений проводилась с помощью программы CREEP2, исходными данными для нее были возраст бетона, даты наблюдения и величины меры ползучести соот-



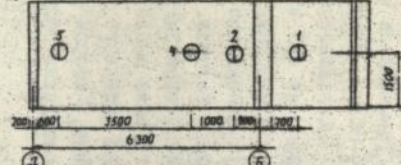
фрагмент плана



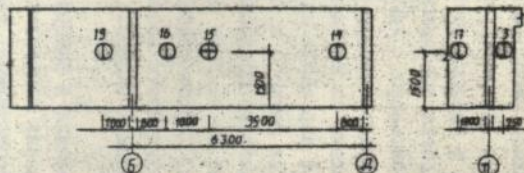
развертка стены по оси "Д" в осях "Б"- "11"



развертка стены по оси "Д" в осях "11"- "Б"



развертка стены по оси "11" в осях "Д"- "Б"



развертка стены по оси "11" в осях "Б"- "Д" развертка стены по оси "Б"

Условные обозначения:

- ⊕ зона контроля деформаций в двух направлениях
- ⊙ зона контроля деформаций в верт. направлении
- ⊖ зона контроля деформаций в гориз. направлении

Рис. 2. Размещение контрольных зон в стенах 8-, 16-, 19-, 22-ого этажей

ветствующие этим датам. В программе CREEP-2 использован метод наименьших квадратов для получения наилучшего приближения к опытным точкам.

В натуральных измерениях первый тип обработки результатов состоял в исключении температурно-влажностных деформаций. Для этого использовались измерения на ненапряженных участках стен и на фрагментах стен. После исключения были получены грузовые деформации. Сумму упругих деформаций  $\epsilon_{ee}$  и деформаций ползучести  $\epsilon_{cr}$  называют грузовыми деформациями  $\epsilon_p$  :

$$\epsilon_p(t) = \epsilon_{ee}(t) + \epsilon_{cr}(t) \quad (1)$$

Грузовые деформации  $\epsilon_p(t)$  были вызваны действием переменных во времени статических нагрузок, последние увеличивались за счет бетонирования стен и монтажа перекрытий. Приращения нагрузки вывали приращения нормальных напряжения  $\sigma(t_i)$  (здесь  $t_i$  - возраст бетона в момент нагружения). В условиях установившейся линейной ползучести считался справедливым принцип суперпозиции. Таким образом, относительную деформацию в момент времени можно представить в следующем виде

$$\epsilon(t_i) = \sigma(t_1) \cdot \delta(t_i, t_1) + \sigma(t_2) \cdot \delta(t_i, t_2) + \dots + \sigma(t_n) \cdot \delta(t_i, t_n), \quad (2)$$

где

$$\delta(t, \tau) = 1/E(t) + C(t, \tau) = [1 + \psi(t, \tau)] / E(t);$$

$$E(t) = E_{\infty} (1 - \beta e^{-\alpha t});$$

$$C(t, \tau) = (C_0 + A_1/\tau) [1 - e^{-\lambda(t, \tau)}];$$

$$\psi(t, \tau) = C(t, \tau) / E(t).$$

Для каждой точки измерения деформации в правой части строки (уравнение 2) количество  $n$  слагаемых равно количеству нагружений, т.е. количеству этажей, расположенных выше наблюдаемого. Например, для приборов, установленных на стенах 8 этажа 25-этажного здания число членов правой части  $n = 25 - 8 = 17$ .

Число  $m$  уравнений (2) определяется в общем случае количеством наблюдений. Совокупность строк формулы (2) образует систему линейных уравнений порядка  $n$

$$\{\sigma\} \{\delta\} = \{\epsilon\} \quad (3)$$

относительно приращений  $\sigma(t_i)$ .

Из (2) следует, что число наблюдений  $m$  должно быть не менее числа приращений  $n$ . При  $m > n$  из  $m$  наблюдений могут быть произвольно выбраны любые  $n$  наблюдений, либо даже рассмотрены все  $m$ .

Квадратная матрица  $\delta$  коэффициентов системы линейных уравнений (3) не может быть полностью заполненной, так как не имеют физического смысла ее элементы  $\delta(t, t)$ , для которых  $t > t$ . Действительно, невозможно наблюдать деформации бетона в момент времени  $t$ , если нагружение в момент  $t > t$  еще не произошло.

В нашем случае наблюдения были организованы так, чтобы они проводились один раз через несколько дней после очередного бетонирования. Тогда взамен (2) получим:

$$\left. \begin{aligned} \xi(t_1) &= \sigma(t_1) \cdot \delta(t_1, t_1); \\ \xi(t_2) &= \sigma(t_1) \cdot \delta(t_2, t_1) + \sigma(t_2) \cdot \delta(t_2, t_2); \\ \dots & \dots \dots \dots \dots \dots \\ \xi(t_n) &= \sigma(t_1) \cdot \delta(t_n, t_1) + \dots + \sigma(t_n) \cdot \delta(t_n, t_n) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Исследования физико-механических свойств бетонов из которых возведено здание превышали проектные.

Измерения, проведенные на стенах строящегося здания показали что грузовые деформации возрастали не только по мере возведения, но в некоторых сечениях и после завершения бетонирования и монтажа.

В ходе эксперимента велись наблюдения за появлением и раскрытием трещин. В результате были выявлены характерные зоны трещинообразования в монолитных элементах здания: места примыкания внутренних стен к наружным; места соединения внутренних стен между собой (углы); зоны ослабления рабочего сечения внутренних стен (места устанавления электропроводки, дверные проемы, различные проемы) (рис.3).

В ЧЕТВЕРТОЙ ГЛАВЕ проведена количественная оценка, для чего был рассмотрен 24-Х этажный фрагмент исследуемого здания, представляющего собой две монолитно соединенные между собой диафрагмы из тяжелого и легкого бетонов. Под воздействием различных вертикальных нагрузок, изменения температурно-влажностного режима окружающей среды и из-за различных физико-механи-

картина трещинообразования внутренней  
стены по оси "Д"

картина трещинообразования  
стены по оси "Ю"

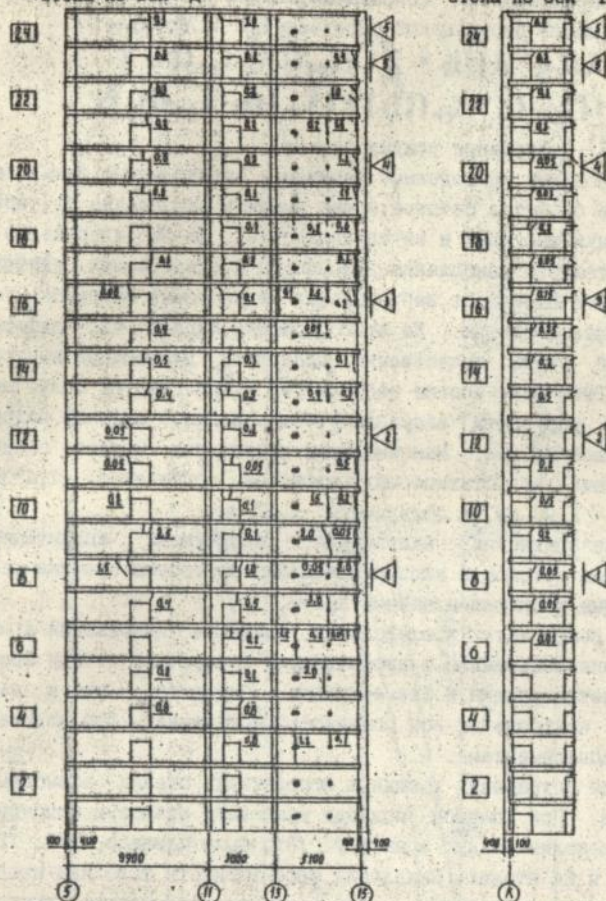


Рис. 3. Картина трещинообразования по осям "Д", "Ю"  
условные обозначения

□ - номера этажей

○ - типы усиления

0.00 - максимальная ширина раскрытия трещины (мм)

ческих характеристик сопрягаемые стены имеют разные перемещения. Равность перемещений определяется по формуле:

$$\Delta(t)_1 - \Delta(t)_2 = \int_{t_1}^t [(\delta_{ef}(t)_1 - \delta_{ef}(t)_2 + (\delta_{cr}(t)_1 - \delta_{cr}(t)_2) + (\delta_{sh}(t)_1 - \delta_{sh}(t)_2)], \quad (5)$$

где  $\delta_{sh}(t)$  - Деформации усадки бетона

Используя приведенные формулы и определенные физико-механические свойства бетонов, можно выявить накопление во времени деформаций наружных и внутренних стен. На рис. 4 приведен график поэтапного накопления деформаций в сопрягаемых внутренней и наружной стенах от вертикальных статических нагрузок, усадки и ползучести бетона. Из этого графика видно, что деформации наружной стены существенно превышают деформации внутренней стены. Этот факт вполне закономерен и объясняется более низким модулем упругости наружной стены при более высокой нагрузке, приходящей на нее. Максимальная величина на момент окончания возведения от статических нагрузок составляет -1,45 мм, от усадки - 2,93 мм, от ползучести -1,07 мм.

Для сравнения напряжений, полученных аналитически, численным методом и экспериментально построены графики усадки, найденные экспериментальным путем:

В результате исследований получены напряжения в момент окончания возведения в продольных и поперечных стенах фрагмента с учетом усадки и без ее учета. Оказалось, что в верхних этажах контрольных зон появилось растяжение. Это подтверждается экспериментом.

Для устранения трещин в монолитных стенах возможны два подхода. При первом подходе усиливают стеновую конструкцию, вводя дополнительную арматуру. Это было сделано на 8, 12, 16, 20, 23 и 24 этажах. Выявление эффективности того или иного типа усиления проводилось путем сопоставления картин трещинообразования на усиленных и типовых этажах. В результате было отмечено, что дополнительное армирование дает в некоторых случаях положительный эффект, но этот метод не может быть рекомендован как универсальный. Эффективность применения того или иного типа армирования зависит от конструктивно-технологических особенностей здания.

Второй подход заключается в выявлении характерных зон трещинообразования. На основании этого была предложена система

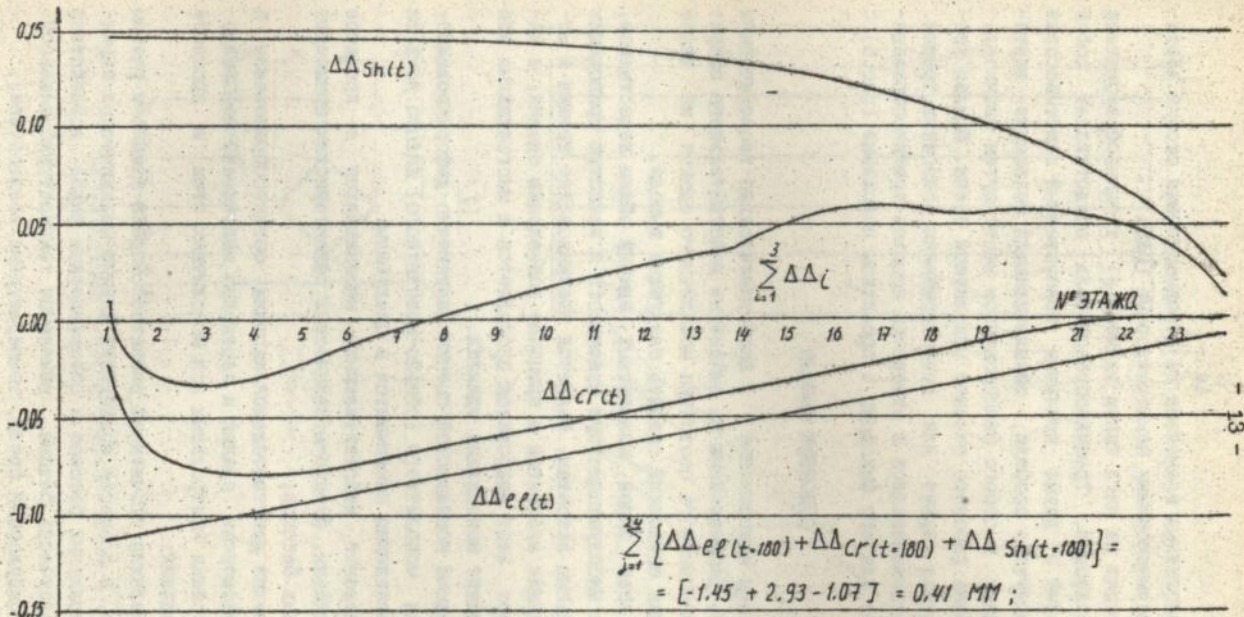


Рис. 4. График поэтажного накопления разницы деформаций соединяемых внутренней и наружной монолитных стен от вертикальных статических нагрузок [  $\Delta\Delta_{el}(t)$  ], усадки [  $\Delta\Delta_{sh}(t)$  ] и ползучести бетона [  $\Delta\Delta_{cr}(t)$  ]

разрежки монолитных элементов на деформационные отсеки вертикальными деформационными компенсаторами (ВДК).

ВДК состоит из двух типов элементов: трещинообразователя и шести фиксаторов. Трещинообразователь представляет собой четырехугольный с двумя крыльями тонкостенный пластмассовый стержень замкнутого профиля, обеспечивающий появление вертикальной трещины в строго фиксированном месте путем значительного ослабления рабочего сечения монолитной стены. Крылья трещинообразователя служат для предотвращения сквозных трещин. Фиксаторы устанавливаются в отверстия крыльев трещинообразователя и служат для его фиксации в проектном положении (рис.5).

### ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

Результаты комплексных экспериментально-теоретических исследований, направленных на выявление действительного напряженно-деформированного состояния монолитного здания на этапе его возведения позволяют сделать следующие выводы.

1. Для всех типов монолитных зданий общим недостатком, снижающим их эксплуатационную надежность и зачастую приводящим к дополнительным затратам, является возникновение трещин в монолитных несущих элементах в процессе возведения здания; в наибольшей мере этот недостаток проявляется в многоэтажных или развитых в плане монолитных зданиях.

2. Методика комплексной оценки напряженно-деформированного состояния монолитного (сборно-монолитного) жилого дома на этапе его возведения заключается в следующем:

- определении действительных, изменяющихся в процессе возведения здания, физико-механических характеристик применяемых монолитных бетонов;

- выявлении действительной картины трещинообразования в монолитных элементах здания и изменения напряженно-деформированного состояния контрольных зон монолитных стен в процессе возведения здания;

- составлении уточненной расчетной модели здания с учетом изменяющихся в процессе возведения физико-механических характеристик монолитных бетонов и специфических видов воздействий (усадка и ползучесть бетона, изменение температурно-влажностного режима окружающей среды, температурные воздействия);

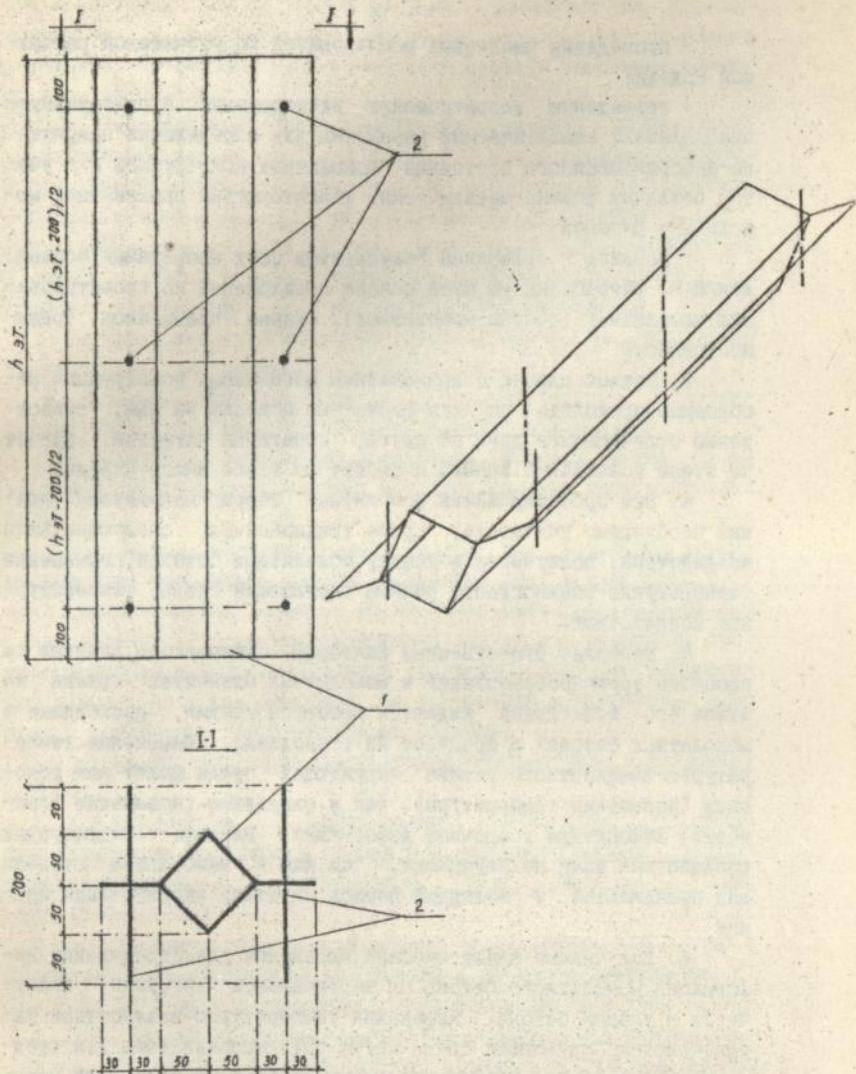


Рис. 5. Вертикальный деформационный компенсатор (ВДК)  
1 - трещинообразователь; 2 - фиксатор

- проведении численных исследований по уточненной расчетной модели;
- проведении теоретических исследований с привлечением приближенных аналитических выражений для определения напряженно-деформированного состояния монолитных конструкций и с учетом реальных физико-механических характеристик применяемых монолитных бетонов;
- анализе и сравнении результатов всех проведенных исследований и разработка на этой основе предложений по проектированию монолитных (сборно-монолитных) зданий повышенной трещиностойкости.

3. Расчет здания с применением монолитных конструкций необходимо проводить по двум расчетным моделям на два, существенно отличающихся друг от друга, сочетания нагрузок: расчет на этапе возведения здания и расчет на этапе эксплуатации.

4. При проектировании монолитных (сборно-монолитных) зданий необходимо учитывать, кроме традиционных, следующие виды воздействий: ползучесть и усадку монолитных бетонов, изменение температурно-влажностного режима окружающей среды, температурные воздействия.

5. Наиболее существенным фактором, оказывающим влияние на процессы трещинообразования в монолитных элементах здания на этапе его возведения являются процессы усадки, проходящие в монолитных бетонах в процессе их созревания. Изменение температурно-влажностного режима окружающей среды может как ускорять (повышение температуры), так и замедлять (повышение влажности) накопление усадочных деформаций. Влияние температурных воздействий нами не изучалось, так как в наибольшей степени они проявляются в холодный период на этапе эксплуатации здания.

6. Полученные аналитические выражения для определения деформаций монолитного бетона от вертикальной нагрузки, ползучести и усадки бетона, изменения температурно-влажностных характеристик окружающей среды могут быть использованы для предварительной оценки напряженно-деформированного состояния монолитных конструкций здания на стадии вариантного проектирования.

7. Сравнение полученных тремя различными способами (численно, экспериментально и аналитически) графиков деформа-

ций монолитных стен от усадки бетона показывает их хорошее совпадение: аналитические значения на 10%-15% превышают численные; экспериментальные значения ближе к численным, нежели к аналитическим.

3. Учет влияния усадки показывает снижение вертикальных сжимающих напряжений на 1.5 МПа...2.0 МПа и появление вертикальных растягивающих напряжений в монолитных конструкциях верхних этажей здания. Горизонтальные растягивающие напряжения, вызываемые усадкой бетона, могут достигать 2.0 МПа, что является основной причиной появления вертикальных трещин в монолитных конструкциях стен на этапе возведения здания.

9. Предложены два конструктивных подхода для повышения трещиностойкости монолитных зданий:

- усиление наиболее опасных (с точки зрения появления трещин) зон путем введения дополнительного армирования;
- уменьшение напряжений в наиболее опасных зонах путем введения системы вертикальных и горизонтальных деформационных швов.

10. Первый конструктивный подход для повышения трещиностойкости монолитных зданий (усиление) дает в некоторых случаях положительный эффект, но не может быть рекомендован как универсальный. Второй конструктивный подход для повышения трещиностойкости монолитных зданий (разрежка) наиболее универсален и может быть рекомендован для применения в монолитных зданиях с различными конструктивными схемами.

Основные результаты диссертации опубликованы в следующих работах

1. А.А.Нечепорчук., С.В.Файбушевич., Э.М.Хакавати., До підвищення надійності споруд з монолітного бетону. // Планування, будова і благоустрій сіл України.- 1992 - вип.15-С.109-111.

2. Э.М.Хакавати. Экспериментальные исследования деформаций и трещинообразования монолитных зданий в процессе возведения // Тез. докл.53-й научно-практической конференции КИСИ.1992.-С.77

4. Э.М. Хакавати. Экспериментальные исследования вынужденных деформаций бетона и образование трещин в монолитных зданиях /Киевск.инж.-строит.институт.-Киев, 1992.-Деп.во ВНИИС, N 783 - ук.92. 36 с

АВ 27.015

Подп. к печ. 05.03.97 Формат 80×84/16.  
Бумага тип. № . Способ печати офсетный. Услови. печ. л. 093  
Услови. кр.-отт. 1/16 . Уч.-изд. л. 10  
Тираж 100 . Зак. № 9673 . Бесплатно.

---

Фирма «ВНПОЛ»  
252151, г. Киев, ул. Водянская, 60.