

**ՀՀ ԿՐԹՈՒ ԹՅԱՆ ԵՎ ԳԻՏՈՒ ԹՅԱՆ ՆԱԽԱՐԱՐՈՒ ԹՅՈՒՆ
ՃԱՐՏԱՐԱԴԵՏՈՒ ԹՅԱՆ ԵՎ ՇԻՆԱՐԱՐՈՒ ԹՅԱՆ ՀԱՅԱՍՏԱՆԻ
ԱԶԳՍՅԻՆ ՀԱՄԱԼ ՍՍՐԱՆ**

ԴԱՎԵՅԱՆ ՍՄԲՍ ՀԱՐՈՒ Թ

**ՍՏՏՏԻԿ ԵՎ ԴԻՆԱՄԻԿ ԱԶԴԵՏՈՒ ԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ՏԱԿ
ԽՈՇՈՐԱԴԱՆԵԼ ՇԵՆՔԵՐԻ ՀԱՇՎԱՐԿԻ ՄԵԹՈԴՆԵՐԸ**

**Ե.23.01 - «Շինարարական կոնստրուկցիաներ, շենքեր,
կառույցներ, շինարարական նյութեր և շինարարական
մեխանիկա» մասնագիտությամբ սեփականական
գիտությունների դոկտորի գիտական ասֆճանի հայ ցման
առեՆախոսուղթ ան**

Ս Ե Ղ Մ Ա Գ Ի Ր

ԵՐԵՎԱՆ – 2016

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ АРМЕНИЯ
НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И
СТРОИТЕЛЬСТВА АРМЕНИИ**

ДАВЕЯН СМБАТ АРУТОВИЧ

**МЕТОДЫ РАСЧЕТА КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ
СТАТИЧЕСКОМ И ДИНАМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИЯХ**

А В Т О Р Е Ф Е Р А Т

**диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук
по специальности 05.23.01 - «Строительные конструкции, здания,
сооружения, строительные материалы и строительная механика»**

ЕРЕВАН – 2016

Ատենախոսությունը թեման հաստատվել է ճարտարապետության և շինարարության Հայաստանի ազգային համալսարանի գիտական խորհրդում:

Գիտական խորհրդատու՝

տեխնիկական գիտությունների դոկտոր, պրոֆեսոր **Ռ.Ս. ՄԻՆԱՍՅԱՆ**

Պաշտոնական ընդդիմախոսներ՝

տեխ. գիտ. դոկտոր, պրոֆեսոր **Մ.2 ՊՈՂՈՍՅԱՆ**

տեխ. գիտ. դոկտոր, պրոֆեսոր **Ս.Գ. ԵՍԱՅԱՆ**

տեխ. գիտ. դոկտոր, պրոֆեսոր **Մ.Գ. ՍՍԱԿՅԱՆ**

Առաջատար կազմակերպություն՝ ՀՀ ԳԱԱ Մեխանիկայի ինստիտուտ:

Պաշտպանությունը կայանալու է 2016 թ.-ի դեկտեմբերի 20-ին՝ ժամը 14⁰⁰-ին ճարտարապետության և շինարարության Հայաստանի ազգային համալսարանին կից գործող ՀՀ ԲՈՅ-ի 030 «ճարտարապետություն և շինարարություն» մասնագիտական խորհրդում:

Հասցեն՝ 0009, ք. Երևան, Տերյան փ. 105:

Ատենախոսությունը կարելի է ծանոթանալ ԸՃՀԱՀ-ի գիտական գրադարանում:

Հասցեն՝ 0009, ք. Երևան, Մառի փ., 17/1:

Սեղմագրին կարելի է ծանոթանալ ԸՃՀԱՀ-ի պաշտոնական կայքում՝ www.nuaca.am

Սեղմագիրն առաքված է 2016 թ.-ի նոյեմբերի 18-ին:

Մասնագիտական խորհրդի գիտական քարտուղար, ճարտ. թեկնածու, դոցենտ  **Ս.Ա. ԹՈՒՄԱՅԱՆ**

Тема диссертации утверждена ученым советом Национального университета архитектуры и строительства Армении.

Научный консультант: доктор техн. наук, проф. **МИНАСЯН Р.С.**

Официальные оппоненты:
доктор техн. наук, проф. **ПОГОСЯН М.З.**
доктор техн. наук, проф. **ЕСАЯН С.Г.**
доктор техн. наук, проф. **СТАКЯН М.Г.**

Ведущая организация: Институт механики НАН РА.
Защита диссертации состоится 20-го декабря 2016 г. в 14⁰⁰ часов на заседании специализированного совета 030 «Архитектура и строительство» ВАК РА, действующего при Национальном университете архитектуры и строительства Армении по адресу: 0009, г. Ереван, ул. Теряна 105.

С диссертацией можно ознакомиться в научной библиотеке НУАСА по адресу: 0009, г. Ереван, ул. Марра, 17/1.

С авторефератом можно ознакомиться на официальном сайте НУАСА: www.nuaca.am

Автореферат разослан 18-го ноября 2016 г.

Ученый секретарь специализированного совета,
канд. арх., доцент



ТОВМАСЯН С.А.

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы. Развитие жилищного строительства в нашей республике и во всем мире требует дальнейшего увеличения объема строительства крупнопанельных зданий и решения проблемы повышения их надежности, долговечности и экономической эффективности.

Применение крупнопанельных элементов в строительстве привело к качественным изменениям проектирования и возведения зданий: изменились конструктивные схемы, появились новые возможности повышения безопасности и долговечности зданий, уменьшения расхода материалов, веса и снижения себестоимости конструкций.

Решение данной проблемы связано главным образом от уровня развития строительной механики, задачей которой является обеспечение требуемой несущей способности рассматриваемых зданий, стен, их стыков, отдельных узлов и элементов.

Однако на практике преимущества крупнопанельных зданий используются далеко не полностью. Часть реализации имеющихся резервов скрывается в несовершенной методике расчета и недостаточной изученности несущих конструкций.

Необоснованное проектирование зданий при воздействии особых сочетаний нагрузок может привести к большим материальным ущербам и человеческим жертвам.

Мировое масштабное строительство крупнопанельных зданий на специализированной строительной механике возлагает следующую обязанность – учитывать каждый элемент достижений науки, способствующий уточнению размеров, сечений и количества арматуры, которая в конечном итоге приведет к повышению экономической эффективности конструкции.

Следовательно, актуальным является разработка и реализация новых, научно обоснованных и эффективных методов расчета крупнопанельных зданий.

Решение указанных задач требует проведения комплексных теоретических и экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния несущих стен и их стыков при статическом и динамическом воздействиях.

Цель и задачи исследований. Целью проведения теоретических и экспериментальных исследований является выявление реальной сути соответствия основ теории расчета и совершенных методов проектирования крупнопанельных зданий с практическими требованиями домостроительной промышленности.

Для достижения представленной цели в настоящей диссертационной работе рассматриваются следующие задачи:

- выявление влияния податливости основания высотных крупнопанельных зданий на напряженно-деформированное состояние диафрагмы зданий;
- установление закономерности изменения деформации основания высотного крупнопанельного здания с учетом ползучести грунта;
- разработка метода расчета устойчивости высотного крупнопанельного здания под воздействием собственного веса;
- установление напряженно-деформированного состояния швов несущих стен

и стояков высотных крупнопанельных зданий под воздействием внешних вертикальных нагрузок;

- установление напряженно-деформированного состояния поперечной диафрагмы высотных крупнопанельных зданий с дверными и оконными проемами;
- установление напряженно-деформированного состояния сплошной стеновой панели с учетом воздействия соседних элементов;
- разработка метода расчета кручения высотного крупнопанельного здания под воздействием горизонтальной нагрузки.
- разработка метода расчета совместной работы бетона и облицовочных плит несущих стеновых панелей крупнопанельных зданий с учетом и без учета ползучести контактного шва;
- установление местных напряжений, возникающих в углах проема несущей диафрагмы;
- разработка метода расчета коэффициентов податливости связей несущих диафрагм с учетом пластических деформаций;
- установление коэффициентов жесткости стен крупнопанельного здания, ослабленного дверными или оконными рядами перемычек, при пластической деформации;
- установление напряженно-деформированного состояния переходного участка ступенчатой колонны от вертикальной нагрузки;
- установление напряженного состояния стены под воздействием опирающейся на нее балки.
- определение влияния деформации фундамента на колебания зданий при динамической нагрузке;
- разработка метода расчета касательных напряжений в стыковых соединениях продольных и поперечных стен зданий под воздействием горизонтальных динамических сил;
- теория расчета динамических касательных напряжений в стыковых соединениях наружных и внутренних несущих стен крупнопанельного здания под воздействием динамической нагрузки в горизонтальном направлении;
- определение напряженного состояния стыковых соединений несущих стен крупнопанельного здания при продольном динамическом воздействии нагрузки с учетом влияния деформации основания;
- установление напряженно-деформированного состояния продольных несущих стен и стыков междуэтажных перекрытий крупнопанельных зданий под воздействием динамической нагрузки;
- определение напряжений в стыковых соединениях каркаса высотного крупнопанельного здания, возникающих под воздействием динамических нагрузок;
- оценка сейсмостойкости крупнопанельных зданий методом теории вероятности и математической статистики.

Научная новизна работы. Впервые разработаны новые концептуальные подходы развития теории расчета высотных крупнопанельных зданий под воздействием статических и динамических нагрузок.

Впервые проведены следующие исследования:

- определены угол наклона, наибольшее перемещение вершины диафрагмы, деформации основания здания и установлены условия устойчивости высотного крупнопанельного здания с учетом податливости основания;
- вариационными методами теории упругости установлено напряженно-деформированное состояние сплошных и проемных несущих стен и их стыков при вертикальном и горизонтальном воздействиях нагрузки;
- определен угол закручивания здания и установлены прочностные и жесткостные условия при кручении высотного крупнопанельного здания под воздействием несимметричных горизонтальных нагрузок;
- установлено напряженно-деформированное состояние в контактном слое несущей стены и облицовочных плит с учетом и без учета ползучести контактного шва;
- установлено напряженное состояние в переходном участке простенка с подоконной перемычкой при вертикальном и горизонтальном воздействиях нагрузки;
- установлены коэффициенты жесткости стен крупнопанельного здания с проемами при учете пластической деформации;
- установлено напряженно-деформированное состояние стены под воздействием опирающейся на нее балки с помощью системы уравнений функции деформации Ламэ;
- установлено влияние жесткости фундамента на работу подземной части здания при динамическом воздействии нагрузки;
- установлено напряженное состояние в швах соединений наружных и внутренних несущих стен при внезапном воздействии горизонтальной и вертикальной динамических нагрузок;
- установлено напряженно-деформированное состояние в стыках швов продольных стен и междуэтажных перекрытий крупнопанельных зданий под воздействием динамической силы;
- установлена сейсмостойкость крупнопанельных высокоэтажных зданий методом теории вероятности и математической статистики.

Практическая ценность. Результаты теоретических и экспериментальных исследований несущих стен и их стыков можно использовать в руководствах по проектированию крупнопанельных зданий, в строительных нормативных документах и научно-исследовательских работах по разработке новых стеновых панелей и конструктивных схем их стыков.

Предложенные формулы, выводы и рекомендации могут быть использованы для установления напряженно-деформированного состояния несущих стен и их элементов.

Результаты аналитических решений рассмотренных динамических задач могут послужить критериями для оценки динамических напряжений в столбах диафрагмы, связях, соединениях и монтажных швах несущих панелей.

Полученные расчетные формулы и рекомендации могут послужить основой для разработки машинных способов расчета и проектирования крупнопанельных зданий.

тельных зданий и для студентов вузов при выполнении курсовых проектов и дипломных работ по специальностям: гражданское, промышленное и гидротехническое строительство.

Апробация работы. Основные положения диссертационной работы были представлены на семинарах (2002-2015 гг.) и доложены на международных конференциях, организованных НАУА (2007-2014 гг.), а также на расширенном заседании кафедр «Строительная механика», «Строительные конструкции», «Сопроотивление материалов» и «Теоретическая механика» НУАСА (2016 г.).

Публикации. По теме диссертации опубликованы 29 научных работ и 1 монография (296 печатных листа).

Структура и объем работы. Диссертационная работа состоит из введения, восьми глав, выводов и рекомендаций, списка литературы, включающего 364 наименования. Общий объем работы составляет 294 страниц, включая 68 рисунков и 21 таблицу.

КРАТКОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении дается общая характеристика проблемы, обосновывается ее актуальность, сформулированы цели и задачи исследования, представлены научная новизна и практическое значение работы.

В первой главе диссертации приведен краткий обзор литературы, касающийся теории расчета зданий и сооружений.

Общие вопросы развития теории расчета зданий и сооружений рассмотрены в работах известных ученых строительной механики: В.В. Болотина, В.З. Власова, Б.Г. Галеркина, Г.А. Гениева, Б.Н. Жемочкина, А.Н. Крылова, Б.Г. Коренева, Р.Р. Матевосяна, П.Ф. Папковича, П.Л. Пастернака, И.М. Рабиновича, Б.Д. Райзера, А.Р. Ржаницина и др. Вопросы прочности, жесткости, устойчивости, трещиностойкости, колебаний и сейсмостойкости крупнопанельных зданий рассмотрены в работах В.З. Власова, А.А. Гагариной, И.И. Гольденבלата, Т.Ф. Дроздова, М.И. Горбунов-Посадова, В.К. Егупова, Н.И. Левина, В.И. Лишака, Э.Е. Хачияна, Р.С. Минасяна, Н.В. Морозова, Д.А. Питлюка, С.В. Полякова, Д.Н. Соболева, В.В. Ханджи, П.П. Шагина и др.

Анализ работ перечисленных исследователей показывает, что в решении поставленных задач имеется ряд завершенных теорий расчетов, базированных на дискретной, дискретно-континуальной и консольно-заменяющей расчетных схемах. Сравнительная оценка указанных трех схем показывает, что из них высокую точность результатов расчетов обеспечивает дискретно-континуальная схема, теоретической основой которой является теория составных стержней А.Р. Ржаницина.

Из числа решенных вариантов этих задач есть много работ, сложных и даже недоступных методам строительной механики. Для их решения целесообразно разработать приемлемую методику исследования, применяя методы теории упругости.

Основная сложность точного решения этих задач заключается в невозможности прогнозирования повреждений несущих конструкций зданий вследствие

просадки грунта основания или под воздействием других факторов. Следует отметить, что методика теории расчета задачи пока окончательно не разработана, и поэтому для оценки влияния жесткости надземной части здания на работу конструкции фундамента используются приближенные приемы.

Анализ материалов обзора литературы в целом указывает на необходимость доработки теории расчета динамических касательных напряжений в соединениях и перемычках панелей крупнопанельных многоэтажных зданий. При этом расчетные модели должны достаточно близко соответствовать действительной работе зданий в натуре.

Рекомендуется расчетную схему крупнопанельных зданий относительно неравномерности осадки основания принять в виде балочной системы с обобщенными изгибными и сдвиговыми жесткостями.

Наличие огромного количества разработок теории расчета еще не является основой для предложения проектировщикам общих и достаточно простых методов определения реактивных давлений на подошве фундамента крупнопанельных высотных зданий.

Ученые строительной механики продолжают интенсивные исследования по разработке наиболее реальных теорий определения реактивных давлений, способствующих выявлению характера их распределения, для вскрытия точной сути напряженно-деформированного состояния системы несущих стен высотных крупнопанельных зданий, фундаментов и оснований.

Во второй главе диссертации рассмотрены вопросы взаимодействия крупнопанельных зданий и оснований.

По результатам исследований характера возникновения трещин и разнообразных деформаций установлено, что основной причиной этих состояний являются неравномерные осадки основания и, как следствие, характер распределения реактивных давлений на подошве фундамента.

При изучении напряженно-деформированного состояния диафрагмы стен высотных крупнопанельных зданий в расчетной системе она в основном рассматривается как консольная балка, жестко прикрепленная к грунту.

Для изучения напряженно-деформированного состояния диафрагмы первостепенное значение имеет величина угла наклона θ , посредством которого и оценивается характеристика податливости основания (рис. 1).

Для жесткого, целого элемента угол θ определяется следующим выражением

$$\theta = K_{\xi} = \frac{\partial V(\xi)}{\partial \xi} = -\frac{1 - \nu_o^2}{\pi E_o} \int_{-1}^{+1} R(\xi) \frac{d\bar{\xi}}{\xi - \bar{\xi}} + \frac{(1 + \nu_o)(1 - 2\nu_o)}{E_o} q(\xi), \quad (1)$$

где $R(\xi)$ и $q(\xi)$ - нормальные и касательные реактивные давления на основание диафрагмы, E_o и ν_o - соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта основания.

Принимая за начало координат $\xi = 0$, для определения угла поворота основания получим

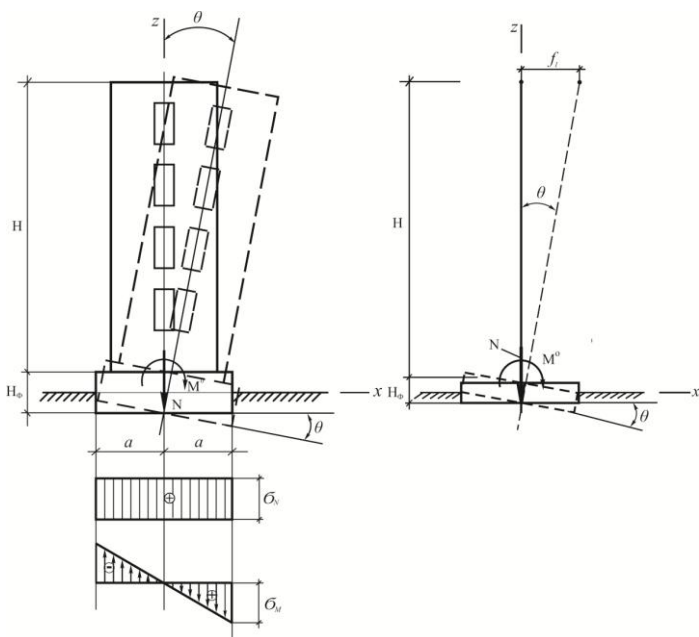


Рис. 1. Схема отклонения диафрагмы и фундамента

$$K_o = \frac{2(1-\nu_o^2)}{\pi E_o} \left[\pi A_o + \alpha \left(2B_o + 2D_o - D_2 + \frac{3}{4} D_4 \right) \right]. \quad (2)$$

Неизвестные коэффициенты определяются из граничных условий задачи. Имея значение K_o , угол наклона диафрагмы θ определяется по формуле

$$\theta \approx K_o \cdot \frac{\pi E_o}{2(1-\nu_o^2)}. \quad (3)$$

Суммированием деформаций, вызванных изгибом и креном здания, определяется полный прогиб его вершины:

$$f = \int_0^H \theta(x) dx + f_1. \quad (4)$$

Определением угла наклона (θ) и наибольшего перемещения (f) становится возможным проведение анализа напряженно-деформированного состояния отдельных элементов диафрагмы.

Для безопасной эксплуатации крупнопанельного высотного здания важное значение имеет точное определение деформации грунта основания здания. Учитывая, что в основаниях высотных зданий возникают относительно большие давления, считаем необходимым учитывать также деформации, возникаю-

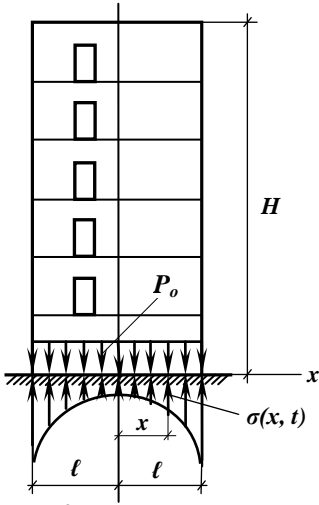


Рис. 2. Расчетная схема здания и основания

щие от ползучести грунта. Контактные реактивные напряжения на поверхности основания имеют симметричный криволинейный вид, а в углах здания - конечные величины (рис. 2).

Функция распределения величины напряжений грунта основания определяется следующей формулой:

$$\sigma_o(\xi) = \frac{A_o}{8} \left[(3\xi^4 + 4\xi^2 + 1) \right] + \left[C_o + \frac{1}{2} C_2 (3\xi^2 - 1) + \frac{1}{8} C_4 (35\xi^4 - 30\xi^2 + 3) \right], \quad (5)$$

где $\xi = \frac{x}{l}$; A_o , C_o , C_2 и C_4 - постоянные коэффициенты, определяемые в виде

$$A_o = \frac{2}{\pi} P_o; \quad C_o = P_o; \quad C_2 = \frac{40,52 - 2,44\beta}{45 + 2,0\beta + 0,02\beta^2} \cdot P_o; \quad C_4 = \frac{13,51 + 2,03P_o}{45 + 2,0\beta + 0,02\beta^2} \cdot P_o, \quad (6)$$

β - приведенный коэффициент гибкости здания.

Поскольку общая деформация грунта основания включает также деформацию, возникающую вследствие ползучести грунта, то для установления связи между деформацией основания грунта и давлением в зависимости от времени была использована механическая модель Максвелла-Фохта для полупространства.

Принимая постоянным коэффициент податливости грунта основания, решение дифференциального уравнения деформации сведено к решению дифференциального уравнения первой степени с переменными коэффициентами:

$$n \cdot \frac{E_o}{1 - \nu_o^2} \dot{\varepsilon}(\xi, t) + \frac{E}{1 - \nu_o^2} \varepsilon(\xi, t) = n \dot{\sigma}(\xi, t) + \sigma(\xi, t), \quad (7)$$

где $n = \frac{K}{E_o + E_1}$; $E = \frac{E_o E_1}{E_o + E_1}$; $\varepsilon(\xi, t)$ - относительная деформация грунта основания здания; K - коэффициент вязкости грунта; n - время релаксации.

Деформация грунта основания крупнопанельного высотного здания ($U(\xi, t)$) в зависимости от времени деформации определяется по формуле

$$U(\xi, t) = -\frac{2(1 - \nu_o^2)}{E} P_o \ell \left\{ \left[\bar{A}_o \left(\frac{14}{120} \right) + (\bar{C}_o) \right] \Phi(t) + \frac{E}{E_o} e^{-at} \right\}. \quad (8)$$

Деформация грунта без учета деформации ползучести определяется выра-

жением:

$$U_o(\xi, 0) = \frac{2(1 - \nu_o^2)}{E_o} P_o \cdot \quad (9)$$

Анализ результатов расчетов (8) и (9) свидетельствует, что для безопасной эксплуатации крупнопанельного высотного здания необходимо учитывать также деформацию, вызываемую ползучестью грунта основания здания.

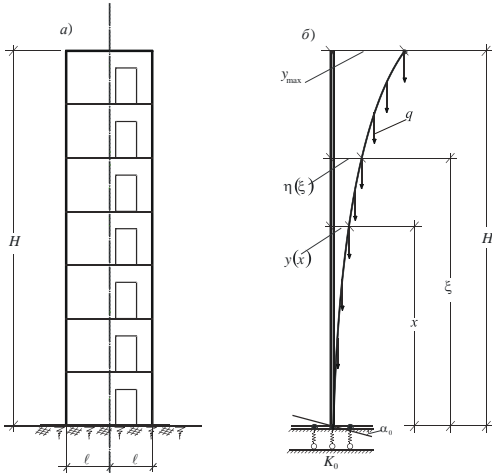


Рис. 3. Расчетная схема устойчивости высотного крупнопанельного здания на упругом основании. а - здание; б - расчетная схема

Результаты многочисленных исследований, посвященных установлению устойчивости высотных крупнопанельных зданий, показывают, что вследствие податливости грунта под подошвой фундамента возникает дополнительный крен, приводящий к потере его продольной устойчивости.

В расчетной схеме высотное крупнопанельное здание представлено с упругой заделкой (рис. 3 а, б).

Уравнение упругой линии представлено в виде дифференциального уравнения четвертого порядка:

$$EJy^{IV}(x) = -q(H - x)y''(x) + qy'(x), \quad (10)$$

где EJ - обобщенная жесткость при изгибе.

Согласно расчетной схеме (рис. 3б), граничными условиями будут:

$$1) \text{ при } x = 0; \xi = 0; y(0) = 0; y'(0) = \alpha_0; y''(0) = \frac{M_0}{EJ} H,$$

где $M_0 = \alpha_0 K_0$; $K_0 = CJ_0$ (K_0 - коэффициент упругого основания; C - коэффициент постели основания (H/m^3); J_0 - момент инерции основания).

Для определения значения критической силы крупнопанельного высотного здания получена следующая формула:

$$(qH)_{кр} = 4,543 \frac{EJ}{H^2}. \quad (11)$$

Сравнивая величину полученной критической нагрузки с учетом податливости заделки (11) со стойкой при жестком защемлении нижнего конца (верхний конец свободен), приходим к выводу, что разность в результатах значительна - критическая нагрузка меньше в 1,7 раза. Поэтому при расчете критической нагрузки необходимо учитывать податливость заделки.

В третьей главе диссертации рассмотрена теория расчета напряженно-деформированного состояния несущих стен крупнопанельных зданий.

Величины параметров напряженно-деформированного состояния несущих стен крупнопанельных зданий зависят от правильного проектирования зданий и их конструкций, которые, в свою очередь, зависят от точности применяемой теории расчета.

В действительности реальные связи обладают конечной податливостью, что позволяет точнее оценить степень деформации столбов как упругоподатливых связных элементов.

Изучение напряженно-деформированного состояния швов несущих стен и стояков высотных крупнопанельных зданий под воздействием внешних вертикальных нагрузок преследует цель - определить напряжения в их швах.

При решении задачи в качестве несущей диафрагмы выбрана поперечная стена первого этажа здания как наиболее напряженного узла (рис. 4).

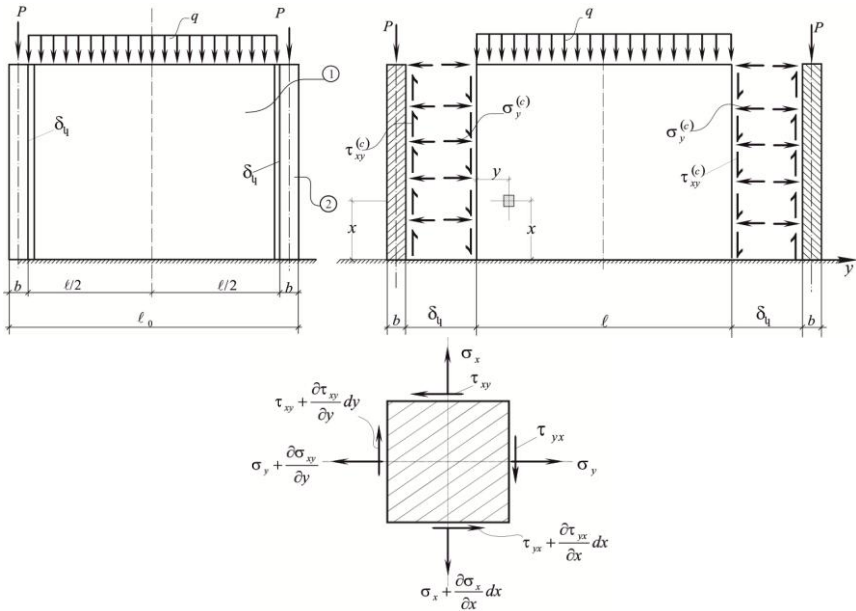


Рис. 4. Расчетные схемы несущей стены со стояками

Для исследования напряженного состояния плиты были использованы выражения работы от напряжений и деформаций:

$$\int_A \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \cdot V(x, y) dA - \int_A \tau_{xy} \frac{\partial V(x, y)}{\partial y} dA = 0, \quad (12)$$

$$\int_A \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} \cdot U(x, y) dA - \int_A \sigma_y \frac{\partial U(x, y)}{\partial y} dA = 0,$$

где $V(x, y)$ и $U(x, y)$ - перемещения в поперечной стене по направлению осей x и y ; dA - площадь элемента.

Для решения задачи перемещения представлены бесконечными рядами синуса и косинуса:

$$\begin{aligned} V(x, y) &= \sum_{n=0}^{\infty} V_n(x) \cos \alpha_n y, \\ U(x, y) &= \sum_{n=0}^{\infty} U_n(x) \sin \alpha_n y, \end{aligned} \quad (13)$$

где $\alpha_n = \frac{n\pi}{2\ell}$.

Функции перемещений определяются следующими выражениями:

$$V(x, y) = \sum_{n=1}^{\infty} \left[C_{1n} \left(sh\omega_{1n}x - \frac{\omega_{1n}}{\omega_{2n}} sh\omega_{2n}x \right) + C_{2n} (ch\omega_{1n}x - ch\omega_{2n}x) \right] \cos \alpha_n y, \quad (14)$$

$$\begin{aligned} U(x, y) &= \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ C_{1n} \left[\alpha_n \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} \right) \left(\frac{ch\omega_{1n}x}{\omega_{1n}} - \frac{\omega_{1n}}{\omega_{2n}^2} ch\omega_{2n}x \right) - \frac{2}{\alpha_n(1+\nu)} (\omega_{1n}ch\omega_{1n}x - \omega_{1n}ch\omega_{2n}x) \right] + \right. \\ &\left. + C_{2n} \left[\alpha_n \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} \right) \left(\frac{sh\omega_{1n}x}{\omega_{1n}} - \frac{sh\omega_{2n}x}{\omega_{2n}} \right) - (\omega_{1n}sh\omega_{1n}x - \omega_{2n}sh\omega_{2n}x) \right] \right\} \sin \alpha_n y + C. \end{aligned} \quad (15)$$

Имея функции $V(x, y)$ и $U(x, y)$ и пользуясь обобщенным законом Гука для плоского напряженного состояния, определим компоненты напряжения:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E}{1-\nu^2} \left[\frac{\partial V(x, y)}{\partial x} + \nu \frac{\partial U(x, y)}{\partial y} \right] = \frac{E}{1-\nu^2} \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \omega_{1n} [C_{1n} (ch\omega_{1n}x - ch\omega_{2n}x) + \right. \\ &+ C_{2n} \left(sh\omega_{1n}x - \frac{\omega_{2n}}{\omega_{1n}} sh\omega_{2n}x \right)] + \nu C_{1n} \left[\alpha_n^2 \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} \right) \left(\frac{ch\omega_{1n}x}{\omega_{1n}} - \frac{\omega_{1n}}{\omega_{2n}^2} ch\omega_{2n}x \right) - \right. \\ &- \frac{2}{(1+\nu)} (\omega_{1n}ch\omega_{1n}x - \omega_{1n}ch\omega_{2n}x) \left. \right] + \nu C_{2n} \left[\alpha_n^2 \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} \right) \left(\frac{sh\omega_{1n}x}{\omega_{1n}} - \frac{sh\omega_{2n}x}{\omega_{2n}} \right) - \right. \\ &\left. \left. - (\omega_{1n}sh\omega_{1n} - \omega_{2n}sh\omega_{2n}) \right] \right\} \cos \alpha_n y, \end{aligned} \quad (16)$$

$$\begin{aligned} \sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} \left[\frac{\partial U(x, y)}{\partial y} + \nu \frac{\partial V(x, y)}{\partial x} \right] = \frac{E}{1-\nu^2} \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ C_{1n} \left[\alpha_n^2 \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} \right) \left(\frac{ch\omega_{1n}x}{\omega_{1n}} - \frac{\omega_{1n}}{\omega_{2n}^2} ch\omega_{2n}x \right) - \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{2}{(1+\nu)} (\omega_{1n}ch\omega_{1n}x - \omega_{2n}ch\omega_{2n}x) \right] + C_{2n} \left[\alpha_n^2 \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} \right) \left(\frac{sh\omega_{1n}x}{\omega_{1n}} - \frac{sh\omega_{2n}x}{\omega_{2n}} \right) - \right. \right. \\ \left. \left. - (\omega_{1n}sh\omega_{1n}x - \omega_{2n}sh\omega_{2n}x) \right] + \nu \left[C_{1n} (\omega_{1n}ch\omega_{1n}x - \omega_{2n}ch\omega_{2n}x) + \right. \right. \\ \left. \left. + C_{2n} (\omega_{1n}sh\omega_{1n}x - \omega_{2n}sh\omega_{2n}x) \right] \right\} \cos \alpha_n y, \quad (17) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} \left[\frac{\partial V(x, y)}{\partial y} + \frac{\partial U(x, y)}{\partial x} \right] = -\frac{E}{2(1+\nu)} \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \left[C_{1n} \alpha_n \left(\frac{2\nu}{1+\nu} \right) \left(sh\omega_{1n}x - \frac{\omega_{1n}}{\omega_{2n}} sh\omega_{2n}x \right) \right] + \right. \\ \left. + C_{2n} \left[\left(\frac{2\nu}{1+\nu} \right) \alpha_n (ch\omega_{1n}x - ch\omega_{2n}x) + \left(\frac{2}{1+\nu} \right) \frac{1}{\alpha_n} (\omega_{1n}^2 ch\omega_{1n}x - \omega_{2n}^2 ch\omega_{2n}x) \right] \right\} \sin \alpha_n y. \quad (18) \end{aligned}$$

Конечные значения силы сдвига $T_c(x)$ и касательного напряжения $\tau_c(x)$ определяются следующими выражениями:

$$\begin{aligned} T_c(x) = \sum_{n=0}^{\infty} K_c \left\{ \left[\left(\frac{\omega_{1n}}{\omega_{1n}^2 - \lambda_n^1} \right) + \left(\frac{\omega_{2n}}{\omega_{2n}^2 - \lambda_n^2} \right) \right] C_{1n} \cos \frac{n\pi}{4} - \frac{P}{EA} \right\} ch\lambda_n x + \\ + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{K_c}{\lambda_n} \left\{ \left[\left(\frac{\omega_{1n}^2}{\omega_{1n}^2 - \lambda_n^2} \right) - \left(\frac{\omega_{2n}^2}{\omega_{2n}^2 - \lambda_n^2} \right) \right] C_{2n} \cos \frac{n\pi}{4} \right\} sh\lambda_n x + \bar{T}_c(x), \quad (19) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_c(x) = \frac{T_c'(x)}{b} = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{K_c \lambda_n}{b} \left\{ \left[\left(\frac{\omega_{1n}}{\omega_{1n}^2 - \lambda_n^2} \right) + \left(\frac{\omega_{2n}}{\omega_{2n}^2 - \lambda_n^2} \right) \right] C_{1n} ch \frac{n\pi}{4} - \frac{P}{EA} \right\} sh\lambda_n x + \\ + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{K_c}{b} \left\{ \left[\left(\frac{\omega_{1n}^2}{\omega_{1n}^2 - \lambda_n^2} \right) - \left(\frac{\omega_{2n}^2}{\omega_{2n}^2 - \lambda_n^2} \right) \right] C_{2n} ch \frac{n\pi}{4} \right\} ch\lambda_n x + \frac{T_c'(x)}{b}. \quad (20) \end{aligned}$$

Таким образом, полученные расчетные выражения (14), (15), (16), (17), (18), (19) и (20) позволяют установить величины силы сдвига в месте соединения шва, контактных напряжений и деформаций в системе стояк-стена, а также раскрыть реальную суть их совместной работы в области шва. Полученные функции расчета нормальных и касательных напряжений и деформаций в системе стояк-стена позволили установить условие предотвращения появления трещин на площадках контакта.

Теория расчета поперечных стен с проемами более сложная по сравнению с методом расчета поперечных стен сплошного сечения. Первый метод расчета,

основанный на теории составных стержней А.Р. Ржаницина, более сложный по сравнению со вторым методом расчета стен без проемов. При решении этой задачи принимается допущение, что закон распределения реакций упругих связей по высоте стены – линейный. Наличие дверных и оконных проемов значительно осложняет прочностное состояние поперечной диафрагмы крупнопанельных высотных зданий.

Исходя из важности рассматриваемой проблемы, разработан метод расчета для определения усилий в поперечной несущей диафрагме крупнопанельного высотного здания, основанный на идее представления поперечной стены с проемами как отдельной самостоятельной правильной многостолбовой диафрагмы (рис. 5а).

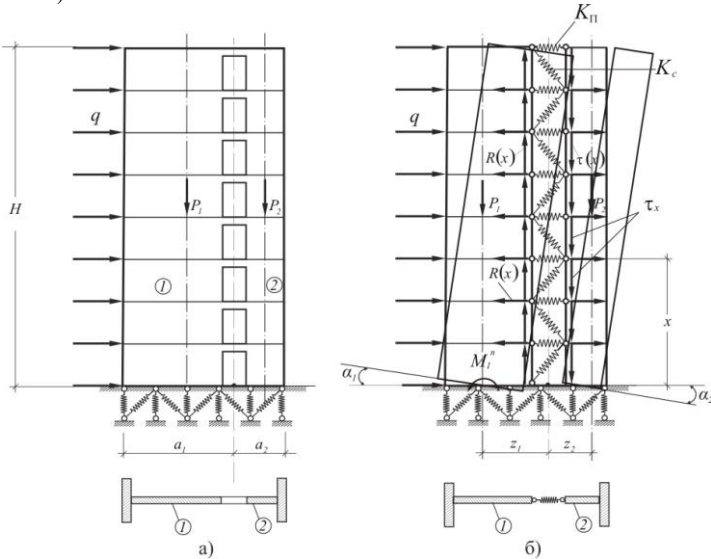


Рис. 5. Схема расчета усилий в поперечной диафрагме:
 а - поперечная дифрагма; б - отдельные диафрагмы столбов

Согласно расчетной схеме, изгибающие моменты в сечениях первого и второго элементов будут:

$$\begin{cases} M_1(x) = \int_0^x \int_0^H [R(x) - q(x)] dx dx + z_1 \int_0^H \tau(x) dx + M_1^n, \\ M_2(x) = - \int_0^x \int_0^H R(x) dx dx + z_2 \int_0^H \tau(x) dx + M_2^n. \end{cases} \quad (21)$$

Здесь M_1^n и M_2^n - моменты в сечениях, возникающие от поворота фундамента и определяемые следующими зависимостями:

$$M_1^n = C\alpha_1 \quad \text{и} \quad M_2^n = C\alpha_2, \quad (22)$$

где α_1 и α_2 - углы поворота фундамента вследствие податливости основания; C - коэффициент жесткости основания; $R(x)$ и $\tau(x)$ - нормальные и сдвигающие усилия соответственно в нормальных и сдвигающих связях.

Изгибающие моменты и сдвигающие силы в сдвигающих и нормальных связях определяются следующими выражениями:

$$M(x) = -\frac{qH}{\gamma D_1} \left[\frac{e^{-vx}}{v} \cdot \frac{\sin v(H-x)}{\sin vH + \cos vH} - \frac{1}{2} \left(1 - \frac{x}{H}\right)^2 \right] + \frac{\Delta_1}{\gamma} \left[\frac{e^{v(H-x)} (\sin vx + \cos vx)}{\sin vH + \cos vH} - 1 \right]. \quad (23)$$

$$T(x) = \frac{q\beta K_c}{4\alpha^4 \gamma D_1} \left\{ \frac{\alpha H}{\left(1 + \frac{4v^4}{\alpha^4}\right) (\sin vH + \cos vH)} \left[\left(1 - \frac{2v^2}{\alpha^2}\right) \sin vH + \left(1 + \frac{2v^2}{\alpha^2}\right) \cos vH \right] \frac{sha(H-x)}{chaH} + \left(\frac{2v}{\alpha}\right) e^{-vH} \frac{chax}{chaH} - \left(\frac{\alpha}{v}\right) e^{-vx} \left[\sin v(H-x) + \frac{2v^2}{\alpha^2} \cos v(H-x) \right] \right\} - \left[\alpha H \frac{\sin \alpha(H-x)}{\cos \alpha H} - \left(1 - z_1 \frac{\gamma}{\beta}\right) \frac{\alpha^2}{2} (H-x)^2 \right] \left\{ -\frac{\Delta_2}{\alpha^2} \left(1 - \frac{chax}{chaH}\right) K_c \right\}. \quad (24)$$

Полученные формулы (23) и (24) позволяют легко определить все расчетные величины в нормальных и сдвигающих связях для поперечной диафрагмы, имеющей несимметрично размещенные оконные или дверные проемы.

Результаты исследований прочности здания показывают, что сплошная несущая стеновая панель по контуру подвергается воздействию нормальных и сдвигающих усилий (рис. 6).

Для установления напряженного состояния стеновой панели целесообразно использовать вариационное уравнение Кастильяно.

Потенциальная энергия внутренних сил на единицу объема $U^0(x, y)$ через напряжения выражается формулой:

$$U^0(x, y) = \frac{1}{2E} \left[\left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} \right)^2 - 2\nu \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} \right) \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} \right) - 2(1+\nu) \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial y} \right)^2 \right]. \quad (25)$$

Согласно известной теореме Мориса Леви, в случае заданных на контуре усилий распределение напряжений в односвязной области не зависит от упругих постоянных, поэтому, принимая $\nu = 0$, получим

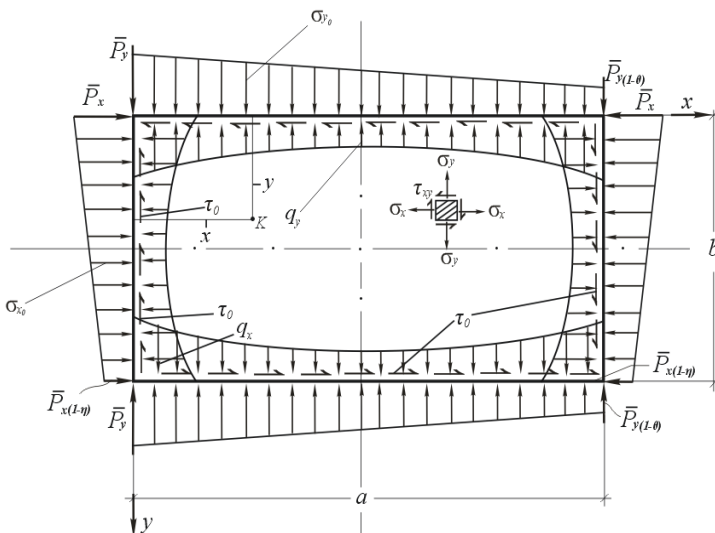


Рис. 6. Расчетная схема сплошной стеновой панели

$$\delta U^0(x, y) = \delta \frac{1}{2E} \iint \left[\left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} \right)^2 - 2 \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dx dy = 0, \quad (26)$$

где $\Phi(x, y)$ - функция Эри.

Задача решения интеграла (26) заключается в выборе такого значения $\Phi(x, y)$, при котором интеграл $U^0(x, y)$ стремился бы к минимуму и удовлетворял граничным условиям.

Для определения значений компонентов напряжений $\sigma(x)$; $\sigma(y)$; $\tau(x, y)$ получены следующие выражения:

$$\begin{cases} \sigma_y = \frac{\partial^2 \Phi_1}{\partial x^2} = -\sum \alpha_n^2 R_n''(y) \cos \alpha_n x + \sum S_m''(x) \cos \beta_{my} + \frac{P_x}{2} \left(1 - \theta \frac{x}{a} \right), \\ \sigma_x = \frac{\partial^2 \Phi_1}{\partial y^2} = \sum R_n''(y) \cos \alpha_n x + \sum \beta_m^2 S_m''(x) \cos \beta_{my} + \frac{P_y}{2} \left(1 - \eta \frac{y}{b} \right), \\ \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \Phi_1}{\partial x \partial y} = -\sum R_n'(y) \alpha_n \sin \alpha_n x + \sum S_m'(x) \beta_m \sin \beta_{my} + \tau_0. \end{cases} \quad (27)$$

Полученные расчетные формулы для определения компонентов напряжений (27) в несущей стене могут быть применены для построения эпюры распределения напряжений в любом поперечном сечении сплошной стеновой панели с учетом воздействия соседних элементов.

Для проверки прочности и жесткости высотного крупнопанельного здания

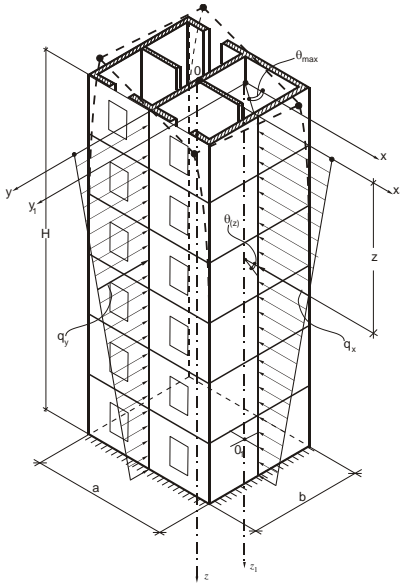


Рис. 7. Расчетная схема здания на кручение

нальным осям проемов; ω_j - секториальная координата по отношению к главному полюсу (центру изгиба) и главной секториальной нулевой точке.

Для определения сдвигающего усилия (T) использовано дифференциальное уравнение

$$T_i''(z) / K_{ci} = \sum_{j=1}^n \Delta_{ij} T_j(z) + \Delta_{io} \quad (i, j = 1, 2, \dots, n), \quad (29)$$

где

$$\Delta_{io} = \frac{1}{E} \left[\left(\frac{N_i^o}{A_i} - \frac{N_j^o}{A_j} \right) - \frac{M_y^o V_i}{\Sigma J_y} + \frac{M_x^o U_i}{\Sigma J_x} + \frac{B^o \omega_i}{\Sigma J_\omega} \right], \quad (30)$$

N_i^o и N_j^o - нормальные силы смежных стен от внешней нагрузки в i -й и j -й соединениях i -го шва; M_x^o , M_y^o и B^o - соответственно моменты и бимомент от внешней нагрузки относительно главных осей x , y и главного полюса основной системы; A_i и A_j - площади поперечных сечений смежных i -й и j -й стен, а

$$\Delta_{ij} = \frac{1}{E} \left[\frac{V_i V_j}{\Sigma J_i} + \frac{U_i U_j}{\Sigma J_x} + \frac{\omega_i \omega_j}{\Sigma J_\omega} \right]. \quad (31)$$

в первую очередь следует определить угол закручивания здания при горизонтальном действии нагрузки, поскольку высотные здания под воздействием внешних возмущений, в том числе кручений, подвергаются опасным деформациям (рис. 7).

Напряженно-деформированное состояние здания при кручении описывается дифференциальным уравнением

$$\Sigma E J_\omega \theta^{IV} - \Sigma G J_d \theta'' = m + \sum_{i=1}^n T_i'' \omega_j, \quad (28)$$

где θ - угол закручивания здания; E и G - модули деформаций стены при растяжении (сжатии) и сдвиге; J_ω - секториальный момент инерции сечения; J_d - крутящий момент инерции стен при чистом кручении; m - интенсивность момента распределения по высоте здания; T_i - обобщенные сдвигающие усилия в швах, условно расположенных по вертикальным осям проемов; ω_j - секториальная координата по отношению к главному полюсу (центру изгиба) и главной секториальной нулевой точке.

Для определения сдвигающего усилия (T) использовано дифференциальное уравнение

$$T_i''(z) / K_{ci} = \sum_{j=1}^n \Delta_{ij} T_j(z) + \Delta_{io} \quad (i, j = 1, 2, \dots, n), \quad (29)$$

где

$$\Delta_{io} = \frac{1}{E} \left[\left(\frac{N_i^o}{A_i} - \frac{N_j^o}{A_j} \right) - \frac{M_y^o V_i}{\Sigma J_y} + \frac{M_x^o U_i}{\Sigma J_x} + \frac{B^o \omega_i}{\Sigma J_\omega} \right], \quad (30)$$

N_i^o и N_j^o - нормальные силы смежных стен от внешней нагрузки в i -й и j -й соединениях i -го шва; M_x^o , M_y^o и B^o - соответственно моменты и бимомент от внешней нагрузки относительно главных осей x , y и главного полюса основной системы; A_i и A_j - площади поперечных сечений смежных i -й и j -й стен, а

$$\Delta_{ij} = \frac{1}{E} \left[\frac{V_i V_j}{\Sigma J_i} + \frac{U_i U_j}{\Sigma J_x} + \frac{\omega_i \omega_j}{\Sigma J_\omega} \right]. \quad (31)$$

Для определения угла закручивания здания получено следующее выражение:

$$\theta(z) = C_1 sh\alpha z + C_2 ch\alpha z + \bar{C}_3 + \bar{C}_4 z + d_1 sh\lambda z + d_2 ch\lambda z + d_3 ch\lambda(H - z) + d_4 z^2. \quad (32)$$

Имея окончательное значение угла закручивания здания (32), численными расчетами легко установить закономерность изменения продольных усилий, возникающих в наиболее удаленных точках от главного полюса стен.

Разработанный метод расчета угла закручивания высотных зданий позволяет на стадии проектирования определить оптимальные величины несущих стен.

В четвертой главе рассмотрена совместная работа стен и облицовочных плит.

В период эксплуатации крупнопанельных домов часто встречаются случаи, когда из панелей стены выпадают облицовочные плиты. Причиной этому, в основном, является недостаточное сцепление между бетоном и облицовкой или расслоение вследствие деформации растворного контактного шва из-за его ползучести.

Величина деформации шва в результате ползучести связана с большими напряжениями, возникающими в контактном шве. Естественно, необходимость исследования упомянутых процессов, направленных на изучение реальной сути рассматриваемого явления и его предотвращение, имеет научное и большое практическое значение. Для решения данной задачи расчетную схему представим в виде, приведенном на рис. 8.

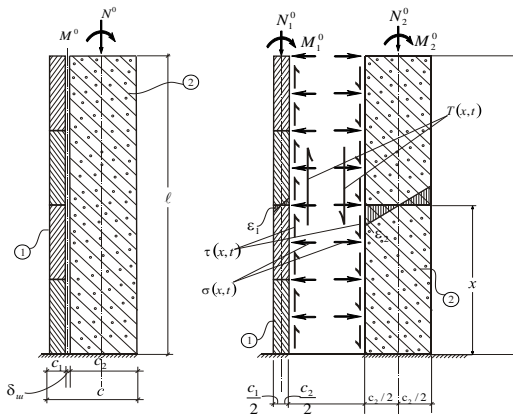


Рис. 8. Расчетная схема несущей панели стены с облицовкой:
1 - облицовочная плита; 2 - панель; 3 - слой раствора

На расчетной схеме рисунка $\sigma(x,t)$ и $\tau(x,t)$ - нормальные и касательные погонные усилия в растворном шве; N^0 и M^0 - соответственно внешняя продольная сила и изгибающий момент; N_1^0 , N_2^0 , M_1^0 и M_2^0 - соответственно их составляющие на 1-ом и 2-ом слоях.

Относительные деформации ползучести, возникающие в плоскости контакта связывающего слоя между первым и вторым слоями, определяются по следующим выражениям:

$$\begin{cases} \varepsilon_1(x,t) = -\frac{N_1^0}{B_1} - \frac{M_1^0 C_1}{2D_1} + \frac{T(x,t)}{B_1} + \frac{T(x,t)C_1^2}{4D_1} + \varepsilon_{1n}(x,t), \\ \varepsilon_2(x,t) = -\frac{N_2^0}{B_2} + \frac{M_2^0 C_2}{2D_2} - \frac{T(x,t)}{B_2} - \frac{T(x,t)C_2^2}{4D_2} + \varepsilon_{2n}(x,t), \end{cases} \quad (33)$$

где $T(x,t)$ - неизвестная касательная сила во шве, возникающая вследствие разницы деформаций слоев; $\varepsilon_{1n}(x,t)$ и $\varepsilon_{2n}(x,t)$ - относительные деформации разделяющих плоскостей при ползучести.

Получены окончательные выражения для $T(x,t)$ и $\tau(x,t)$:

$$T(x,t) = \frac{\Delta_c^0}{\alpha^2} \left(\frac{cha(1-x)}{chal} - 1 \right) e^{-\frac{K_c t}{nH}}, \quad (34)$$

$$\tau(x,t) = T'(x,t) = -\frac{\Delta_c^0}{\alpha^2} \frac{sha(1-x)}{chal} e^{-\frac{K_c t}{nH}}. \quad (35)$$

Для определения нормального погонного усилия $\sigma(x,t)$ во шве получено следующее выражение:

$$\sigma(x) = -2v^2 e^{-vx} \left\{ \left[K_1 + K_2 \left(1 + \frac{\alpha}{v} th \alpha l \right) \cos vx - (K_1 + K_2) \sin vx \right] + \left(\alpha^2 K_2 \frac{ch(1-x)}{chal} \right) \right\}. \quad (36)$$

Анализ полученных уравнений (36) и (35) для расчета нормальных и касательных погонных усилий показывает, что при учете ползучести раствора эти погонные усилия значительно уменьшаются.

В пятой главе приведена теория расчета отдельных элементов и узлов несущих конструкций крупнопанельных зданий.

Анализ данных литературных источников показал, что в несущей способности панелей диктующим условием является несущая способность отдельных участков в зонах монтажных швов и около углов оконного проема, т.е. в местах концентрации напряжений. Местные напряжения в угловых точках проемов диафрагмы в достаточной степени отличаются друг от друга. Основная причина заключается в том, что в этих исследованиях не учтена моментная деформация сечений в зонах концентрации напряжений, отличающаяся высоким градиентом. Траектория главных напряжений резко изгибается перед этими сечениями, в результате чего на главных осях возникают моментное взаимодействие напряжений и моментный деформационный сдвиг.

В качестве расчетной модели рассматривается фрагмент поперечной несущей диафрагмы крупнопанельного здания, нагруженной только горизонтальной нагрузкой (рис. 9).

Для определения напряжений предлагается метод, основанный на принципе возможных перемещений, выражающих условия равновесия элементарного параллелепипеда, выделенного из исследуемой модели.

Обозначив продольные перемещения по оси z через $V(x,z)$, поперечные по оси x - $U(x,z)$ и записав на основании начала возможных перемещений уравнения,

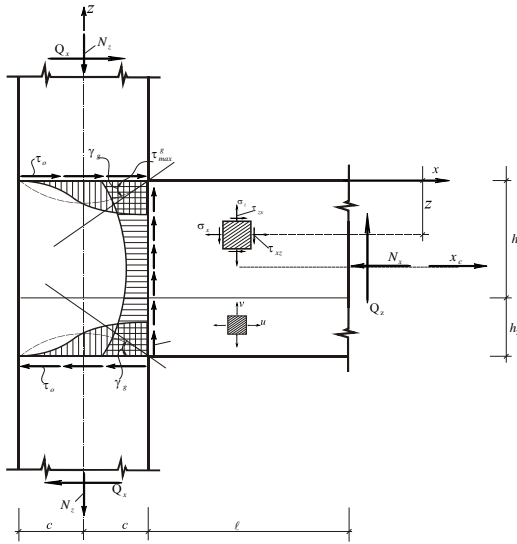


Рис. 9. Расчетная схема для определения местных напряжений

выражающие условия равновесия элементарного параллелепипеда в направлении осей x и z , получены уравнения, выражающие работу внешних и внутренних сил на соответствующих перемещениях:

$$\int_A \frac{\partial \sigma_z^p}{\partial z} V(x, z) dA - \int_A \tau_{xz}^p \frac{\partial V(x, z)}{\partial x} dA = 0, \quad (37)$$

$$\int_A \frac{\partial \tau_{xz}^p}{\partial z} U(x, z) dA - \int_A \sigma_x^p \frac{\partial U(x, z)}{\partial x} dA = 0, \quad (38)$$

где σ_z^p , τ_{xz}^p , σ_x^p - компоненты уравновешивающих напряжений; dA - площадь элементарного параллелепипеда.

Выражения перемещений представлены в виде

$$\begin{cases} V(x, z) = \sum_{n=0}^{\infty} V_n(z) \cos \alpha_n x, \\ U(x, z) = \sum_{n=0}^{\infty} U_n(z) \sin \alpha_n x, \end{cases} \quad (39)$$

где $U_n(z)$ и $V_n(z)$ - искомые функции, зависящие только от z .

Для определения максимального контактного депланационного касательного напряжения получено

$$\tau_{max}^g = N_z \left\{ \frac{1 - \exp[-(\omega_n + \gamma_n)h]}{\omega_n + \gamma_n} - \frac{\gamma_n ch \omega_n h - \omega_n sh \omega_n h - \gamma_n \exp(-\gamma_n h)}{\lambda_n^2 sh \gamma_n h} \right\}^{-1}. \quad (40)$$

Для определения коэффициента концентрации напряжений в углах ($x=0$), где максимальные сжимающие деформации переходят в деформацию депланационного сдвига и где напряжение σ_{min} незначительно, использовано условие $\sigma_{max} \approx 2\tau_{max}^g$.

Таким образом, коэффициент концентрации напряжений для рассматриваемой модели имеет вид

$$K = 2c \left\{ \frac{1 - \exp[-(\omega_n - \gamma_n)h]}{\omega_n + \gamma_n} \frac{\gamma_n c h \omega_n h - \omega_n s h \omega_n h - \gamma_n \exp(-\gamma_n h)}{\lambda_n^2 s h \lambda_n h} \right\}^{-1}. \quad (41)$$

Графики депланационных напряжений приведены на рис. 9. Как видно из выражения (41), коэффициент концентрации «K» в значительной степени зависит от ширины простенка (c) и высоты подоконника (h).

Зная величину коэффициента концентрации напряжений (K) из (41), можно с легкостью определить величину максимального депланационного напряжения в критических точках, поскольку при высоких градиентах напряжений в них возникают пластические деформации, приводящие к образованию трещин, которые в дальнейшем создают зоны разрушения.

Предложенный метод расчета местных напряжений в углах несущей диафрагмы позволяет достаточно точно определить коэффициент концентрации напряжений (41) в критических точках (в углах отверстий), где моментный депланационный сдвиг достигает максимальной величины.

Для точной оценки состояния зданий и сооружений от нагрузок важное значение имеет детальное исследование напряженно-деформированного состояния их отдельных узлов. С этой точки зрения необходимо установить закономерности распределения напряжений на переходном участке колонн, имеющих ступенчатые сечения (рис. 10).

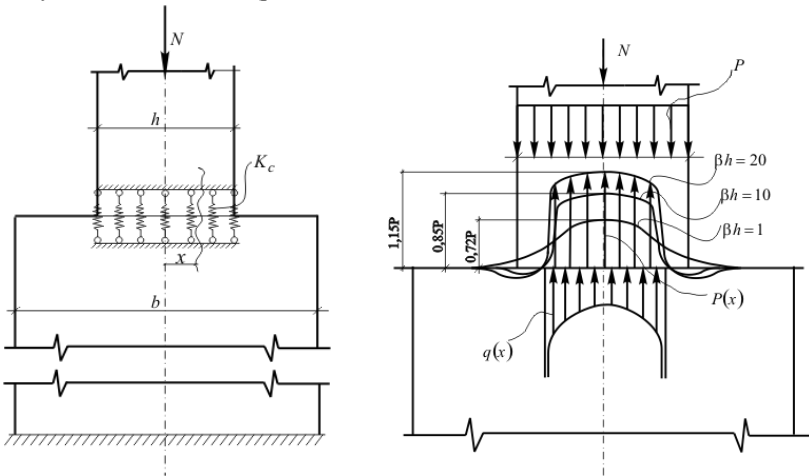


Рис. 10. Расчетная схема переходного участка колонны

Для определения функции распределения напряжений в связях участка последние рассматриваются как плоские полуплоскости с областью изменения $z \geq 0$. Рассматриваемая задача симметрична по отношению к центральной оси, поэтому в переходной плоскости возникают только нормальные напряжения.

Принимая линейную зависимость между напряжениями и деформациями, можно написать

$$q(x) = K_c V(x), \quad (42)$$

где $q(x)$ - интенсивность сил, возникающих на переходном участке; K_c - коэффициент жесткости связей; $V(x)$ - ожидаемое перемещение плоскости на переходном участке, которое можно определить, пользуясь:

$$V(x) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1+\nu}{\alpha_n E} e^{-\alpha_n z} \left[\left(\frac{2}{1+\nu} + \alpha_n z \right) R_n - \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} + \alpha_n z \right) \tau_n \right] \cos \alpha_n x + \frac{Nz}{Eh}. \quad (43)$$

В этом случае $z = 0$ и $\tau_n = 0$, следовательно,

$$V(x) \Big|_{z=0} = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2R_n}{\alpha_n E} \cos \alpha_n x, \quad (44)$$

где R_n - коэффициент Фурье, зависящий от интенсивности внешних сил; N - внешняя сила; E - модуль упругости; ν - коэффициент Пуассона; $\alpha_n = \frac{n\pi}{h}$ (h - ширина участка).

При определении функции распределения интенсивности сил в связях переходного участка выразим ее косинус-рядом Фурье:

$$\sigma \Big|_{z=0} = \sum_{n=1}^{\infty} (P_n - q_n) \cos \alpha_n x, \quad (45)$$

где P_n и q_n - соответственно коэффициенты Фурье, которые определяются по интенсивности действующих внешних сил и сил в связях участка.

Для функции интенсивности сил на переходном участке получено

$$q(x) = \frac{2}{h} \sum_{i=1}^{\infty} \left(\frac{\beta}{\alpha_n + \beta} \right) \cos \alpha_n x \int_0^{h/2} P(\xi) \cos \alpha_n \xi d\xi. \quad (46)$$

Известно, что величина коэффициента β зависит от коэффициента жесткости $K_{сд}$, который в основном определяется опытным путем.

Для проверки достоверности предлагаемых формул произведены расчеты, результаты которых приведены на рис. 10.

Результаты расчетов показали, что распределение напряжений на переходном участке колонны в основном зависит от величины $\frac{2K_c \delta}{E} h$, с увеличением которой максимально возрастает величина напряжения. С целью уменьшения напряжения предлагается по возможности закругление углов переходных участков.

В диафрагмах с проемом под воздействием горизонтальной нагрузки напря-

жения концентрируются в углах проемов, в результате чего с них и начинается разрушение системы. Выявление реальной сути процесса разрушения диафрагмы и ее зависимости от внешних возмущающих факторов позволит разработать мероприятия по предотвращению указанного процесса.

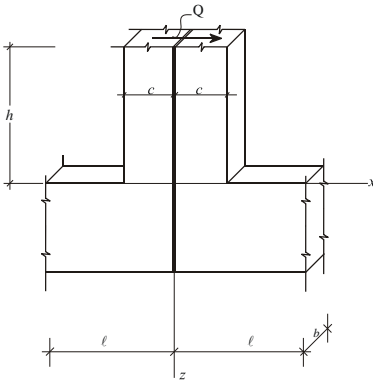


Рис. 11. Расчетная схема диафрагмы с проемом

Для определения составляющих напряжений в опасных переходных участках проема составлена соответствующая расчетная схема (рис. 11).

По краю сечения $z=0$, для реакций от нормального и сдвигающего напряжений окончательно получено

$$\begin{cases} P_c(x) = \left[P_n - \frac{2K_1}{\alpha_n^2 \ell} \varphi_1(\alpha_n c) \right] \sin(\alpha_n x), \\ q_c(x) = \left[q_n + \frac{4K_2}{\alpha_n^3 \ell} \varphi_2(\alpha_n c) \right] \cos(\alpha_n x). \end{cases} \quad (47)$$

Эпюры распределения нормальных и сдвигающих напряжений представлены на рис. 12.

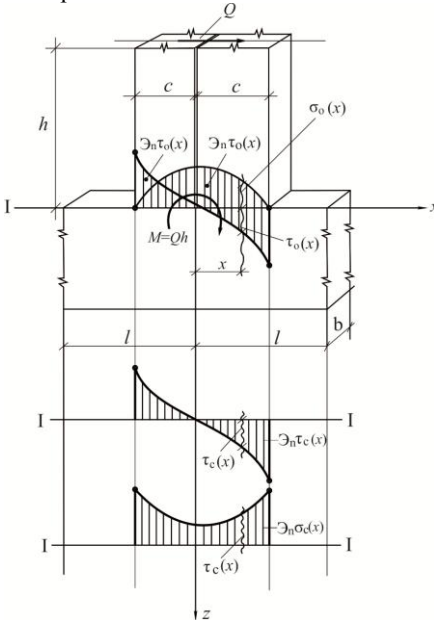


Рис. 12. Эпюры распределения нормальных и сдвигающих напряжений

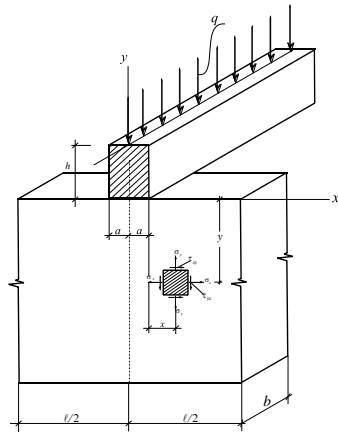


Рис. 13. Расчетная схема стены

Анализ построенных на основании приведенных данных эпюр напряжений (рис. 12) показал, что максимальные значения нормальных и касательных напряжений концентрируются в переходных участках диафрагмы. Согласно нашим и имеющимся экспериментальным данным, разрушение диафрагмы с проемами происходит именно в переходных участках. Учитывая достоверность разработанной теории расчета, рекомендуется их применять на стадии проектирования крупнопанельных зданий. Расчеты на прочность диафрагмы следует проводить по полученным уравнениям напряжений (47).

Напряженно-деформированное состояние стены под воздействием опирающейся на нее балки внешне незаметное, однако в ряде случаев из-за неучета ряда факторов стена приходит в аварийное состояние. Решая эту контактную задачу, необходимо учесть напряжения, возникающие не только в их контакте, но и по всей стене (рис. 13).

Для решения задачи воспользуемся системой уравнений функции деформации Ламэ:

$$\begin{cases} \nabla^2 U + \frac{1+\nu}{1-\nu} \frac{\partial e}{\partial x} = 0, & (48) \\ \nabla^2 V + \frac{1+\nu}{1-\nu} \frac{\partial e}{\partial y} = 0, & (49) \\ \frac{\partial^2 e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 e}{\partial y^2} = 0, & (50) \end{cases}$$

где V и U - перемещения в вертикальном (V) и горизонтальном (U) направлениях; e - объемная относительная деформация; ν - коэффициент Пуассона.

При решении дифференциальных уравнений перемещений (48), (49) и (50) функции перемещений и объемной относительной деформации представим в виде ряда Фурье:

$$U(x, y) = U_n(y) \sin \alpha_n x, \quad (51)$$

$$V(x, y) = V_n(y) \cos \alpha_n x, \quad (52)$$

$$e(x, y) = e_n(y) \cos \alpha_n x, \quad (53)$$

где $\alpha_n = \frac{n\pi}{l}$, $U_n(y)$, $V_n(y)$ и $e_n(y)$ - неизвестные функции, зависящие от координаты y ; l - длина рассматриваемой части стены.

Для определения функций напряжений получены следующие выражения:

$$\sigma_x = \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} \right) 2q \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\sin \alpha_n a}{\alpha_n l} \left[1 + \left(\nu - \frac{1+\nu}{2} \alpha_n y \right) \frac{2}{1-\nu} \right] e^{-\alpha_n y} \cos \alpha_n x; \quad (54)$$

$$\sigma_y = - \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} \right) 2q \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\sin \alpha_n a}{\alpha_n l} \left[1 - \left(1 + \frac{1+\nu}{2} \alpha_n y \right) \frac{2}{1-\nu} \right] e^{-\alpha_n y} \cos \alpha_n x; \quad (55)$$

$$\tau_{xy} = - \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} \right) 2q \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\sin \alpha_n a}{\alpha_n l} \left[1 - \left(1 + \frac{1+\nu}{1-\nu} \alpha_n y \right) \right] e^{-\alpha_n y} \sin \alpha_n x. \quad (56)$$

В сечениях $x=0$ и $y=0$ эпюры напряжений σ_x , σ_y и τ_{xy} будут иметь следующий вид (рис. 14).

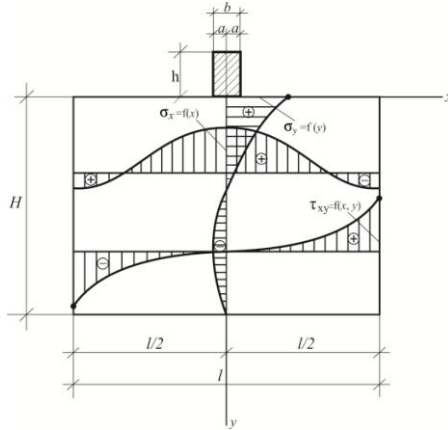


Рис. 14. Эпюры напряжений σ_x , σ_y и τ_{xy} в сечениях $x=0$ и $y=0$

Полученные формулы (54), (55), (56) и эпюры напряжений σ_x , σ_y и τ_{xy} (рис. 14) позволяют более результативно выполнить усиление стен.

В шестой главе приведены динамические расчеты крупнопанельных зданий и их элементов. Под воздействием динамической нагрузки элементы стены здания приходят в различное напряженно-деформированное состояние. При динамической нагрузке высокой интенсивности здание испытывает вначале упругую деформацию, далее пластическую и при определенной продолжительности нагрузки подвергается разрушению.

При проектировании зданий всегда возникает вопрос учета взаимной работы

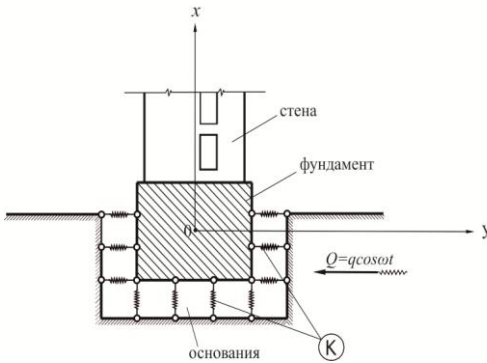


Рис. 15. Расчетная схема для определения горизонтальной составляющей нагрузки на здание от колебания фундамента

и их подземных частей и основания. Каждую динамическую нагрузку можно условно разложить на горизонтальную и вертикальную составляющие при упругой стадии. Поскольку более опасными для здания являются горизонтальные динамические нагрузки, то была рассмотрена горизонтальная составляющая (рис. 15).

При горизонтальном динамическом воздействии нагрузки дифференциальное

уравнение для амплитудных прогибов зданий с учетом жесткости грунта основания представлено в следующем виде:

$$DW^{IV}(x,t) - NW''(x,t) + pW'(x,t) + KW(x,t) + m\dot{W}(x,t) = q \cos \omega t, \quad (57)$$

где $W(x,t)$ - прогиб здания от динамической нагрузки; D, m, p - соответственно изгибная жесткость, погонная масса и интенсивность продольной силы; K, N, q - соответственно коэффициент жесткости грунта, продольная сила и амплитуда интенсивности динамической горизонтальной нагрузки; ω - частота колебаний от внешней нагрузки.

Амплитудные колебания представлены в виде

$$x(t) = A \cos \omega t + B \sin \omega t = C \sin(\omega t - \varphi_0), \quad (58)$$

где A, B и C - неизвестные постоянные,

$$C = \sqrt{A^2 + B^2}, \quad \operatorname{tg} \varphi_0 = \left(\frac{A}{B}\right), \quad (59)$$

φ_0 - начальная фаза колебания; C - максимальное значение амплитуды колебания, которое определяется из следующих выражений:

$$(\beta^2 \lambda^4) C^6 + \frac{8}{3} \lambda^2 (\lambda^2 - \omega^2) C^4 + \frac{16}{9} (\omega^4 + \lambda^4 + 4n^2 \omega^2 - 2\lambda^2 \omega^2) C^2 - \frac{16}{9} q^2 = 0, \quad (60)$$

$$\varphi_0 = \operatorname{arctg} \frac{2n\omega}{\lambda^2 \left(1 + \frac{3}{4} \beta C^2\right) - \omega^2}. \quad (61)$$

Из уравнения (60) методом последовательного приближения определены значение амплитуды C , а из (61) – угол фазы φ_0 .

Таким образом, зная значения C и φ_0 для колебания фундамента, можно при помощи уравнения (58) определить функцию $x(t)$, а следовательно, и коэффициент взаимодействия фундамента и грунта основания (K).

В процессе динамического нагружения вследствие разницы деформаций поперечных и продольных стен зданий в местах их соединения в горизонтальном и вертикальном направлениях образуются нормальные и значительные касательные напряжения. Рассмотрена задача установления динамических касательных напряжений в стыковых соединениях несущих продольных и поперечных стен под воздействием внезапной горизонтальной нагрузки (рис. 16).

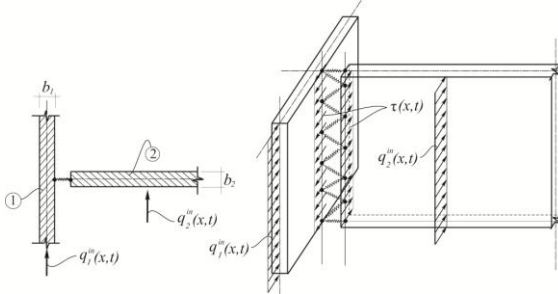


Рис. 16. Схема расчета напряжений в стыковых соединениях наружных продольных и внутренних поперечных стен:

1 - наружная продольная стена; 2 - внутренняя поперечная стена

Динамические уравнения колебаний поперечных и продольных стен представлены в следующем виде:

$$\begin{cases} D_1 \frac{\partial^4 y_1(x,t)}{\partial x^4} + \tau(x,t)\delta_c = -\frac{q_1}{g} \cdot \frac{\partial^2 y_1(x,t)}{\partial t^2}, \\ D_2 \frac{\partial^4 y_2(x,t)}{\partial x^4} - \tau(x,t)\delta_c = -\frac{q_2}{g} \cdot \frac{\partial^2 y_2(x,t)}{\partial t^2}, \end{cases} \quad (62)$$

где $\tau(x,t)$ - искомое динамическое касательное напряжение; $y_1(x,t)$ и $y_2(x,t)$ - динамические прогибы соответственно во внутренней и наружной стенах здания; q_1 и q_2 - линейный вес первого и второго элементов; δ_c - ширина шва; D_1 и D_2 - жесткости первого и второго элементов при изгибе.

Для определения динамических касательных напряжений получено следующее выражение:

$$\tau(x,t) = \frac{K_i V_0}{H} \sum_{i=1}^{\infty} \left[\frac{(sh\omega_i H - \sin\omega_i H) - (ch\omega_i H - \cos\omega_i H - 2)n_i}{ch\omega_i H + \cos\omega_i H} \right] \times \\ \times [(sh\omega_i x - \sin\omega_i x) - n_i(ch\omega_i x - \cos\omega_i x)] \cdot \frac{\sin^4 \omega_i H}{\omega_i \cos^2 \omega_i H} \Bigg\} \sin v_i t. \quad (63)$$

Результаты численных расчетов, выполненных для высотных крупнопанельных зданий (14 этажей) в плане прямоугольной формы, показали, что учет трех форм колебаний практически достаточен (рис. 17). Расчетная формула (63) позволяет определить динамические касательные напряжения в соединениях несущих стен в зависимости от начальной скорости, передаваемой зданию.

Рассмотрено установление динамических нормальных напряжений в горизон-

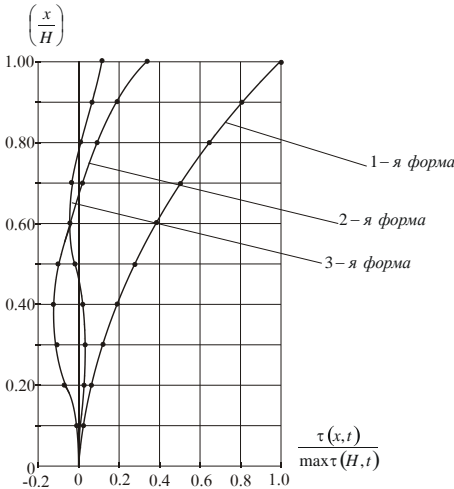


Рис. 17. Закономерности изменения сдвигающих напряжений при колебании здания

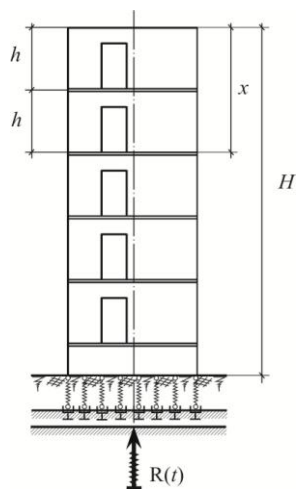


Рис. 18. Расчетная схема определения напряжений в стыковых соединениях несущих стен крупнопанельного здания

тальных стыковых соединениях стен при внезапном продольном воздействии нагрузки. Расчетная модель задачи представлена на рис. 18.

В рассматриваемой задаче реакцию упругой заделки удобно выразить в виде

$$2bK_0\dot{U}_o(H,t) + 2bE_oU_o(H,t) = R(t) = R_o \cos \theta t, \quad (64)$$

где $\dot{U}_o(0,t)$ и $U_o(0,t)$ - скорость и перемещение нижнего конца стен крупнопанельного здания; K_0 - коэффициент вязкости; E_o - модуль деформации грунта основания; H и b - соответственно высота и ширина здания.

Здесь нас больше всего интересует значение напряжения на основании первого этажа здания при отражении волны, поскольку тогда возникает растягивающее напряжение, которое может при ударе оторвать первый этаж.

Следовательно, при $x=H$ (H - высота этажа) получено

$$\sigma(H,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4EV_o \sin K_n H}{C(2K_n H + \sin 2K_n H)} \sin K_n ct \cdot \sin K_n H. \quad (65)$$

Условие отрыва последнего этажа будет

$$\sigma(H,t) \geq [\sigma]_{pac}, \quad (66)$$

где $[\sigma]_{pac}$ - допускаемое напряжение при растяжении раствора стыка между этажами.

Таким образом, полученная функция напряжения $\sigma(H,t)$ (65) дает возможность проверить условие прочности между этажами крупнопанельного здания при ударе по продольной оси здания.

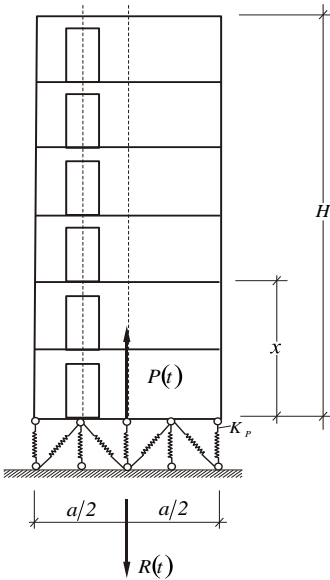


Рис. 19. Расчетная схема здания и основания

При расчете высотного здания на устойчивость к продольным динамическим нагрузкам в случае контакта с упругим основанием (средой) важное значение имеет учет сжимаемости материала здания. Для решения поставленной задачи воспользуемся разработанной расчетной схемой (рис. 19).

Реакцию упругой среды примем в виде обобщенной гипотезы плоского отражения. При этих условиях реакция упругой заделки в основании представлена в виде

$$R(t) = K\dot{V}(0,t) + CV(0,t), \quad (67)$$

где $\dot{V}(0,t)$, $V(0,t)$ - скорость и перемещение основания здания; K и C - коэффициенты, характеризующие сопротивление и жесткость упругой заделки основания здания.

Для решения уравнений использованы принципы Даламбера и виртуальных перемещений.

При этом вертикальное перемещение здания представлено в виде

$$U(x, t) = U_o(t) + U_1(t)X(x), \quad (68)$$

где $U_o(t)$ - перемещение основания здания; $U_1(t)$ - перемещение здания; $X(x) = \sin \frac{\pi x}{2H}$ - первая фаза продольных колебаний здания.

Для определения вертикального перемещения здания получено следующее выражение:

$$U(x, t) = \frac{e^{-nt}}{m(\omega^2 + n^2)^2} \left\{ \left[2\omega n(K\omega) - (C - K_p)(n^2 - \omega^2) \right] C_1 + \right. \\ \left. + \left[2\omega n(C - K_p) + K\omega(n^2 - \omega^2) \right] C_2 \right\} \sin \omega t - \left\{ \left[K\omega(n^2 - \omega^2) + \right. \right. \\ \left. \left. + 2\omega n(C - K_p) \right] C_1 + \left[(C - K_p)(n^2 - \omega^2) - 2\omega n(K\omega) \right] C_2 \right\} \cos \omega t - \\ - \left(\frac{2}{\pi} - \sin \frac{\pi x}{2H} \right) \left[(B_1 \sin \omega t + B_2 \cos \omega t) + e^{-nt} (D_1 \sin \omega t + D_2 \cos \omega t) \right]. \quad (69)$$

По результатам расчетов установлено, что необходимо учитывать влияние упругости стен высоких зданий на его колебания. Вместе с тем установлено достаточно малое влияние упругости материала стен невысоких зданий на его колебания, поэтому стены приняты абсолютно жесткими.

Установлено, что во время землетрясений под воздействием сейсмических сил самыми опасными местами в конструкциях крупнопанельных зданий являются их соединения, к числу которых относятся стыки соединений продольных стен и междуэтажных перекрытий (рис. 20).

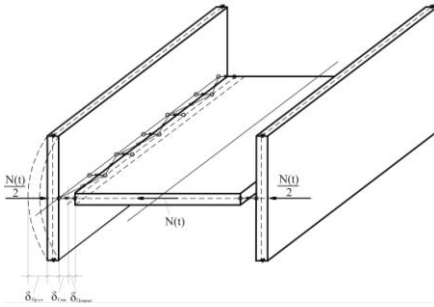


Рис. 20. Расчетная схема продольных стен и междуэтажных перекрытий

После динамического удара в стыке несущей стены и междуэтажного перекрытия возникают следующие деформации:

$$\sum \delta = (\delta_{np.cm} + \delta_{np} + \delta_{cm}), \quad (70)$$

где $\delta_{np.cm}$ - изгибная деформация продольной несущей стены от динамического удара; δ_{np} - продольное перемещение междуэтажного перекрытия; δ_{cm} - деформация смятия.

Поскольку при динамическом ударе в междуэтажном перекрытии возникают продольные деформации, то их колебания можно представить следующим известным уравнением:

$$EAU''(x, t) - \rho A\ddot{U}(x, t) = 0, \quad (71)$$

где $U(x, t)$ - продольное перемещение панели перекрытия; E - модуль деформации перекрытия; A - площадь поперечного сечения перекрытия; ρ - плотность материала перекрытия.

После преобразования уравнения (71) получено

$$U''(x,t)C^2 = \ddot{U}(x,t), \quad (72)$$

где - $c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$ скорость колебания продольной волны.

Колебания, возникаемые от перемещения, представлены следующим выражением:

$$U(x,t) = \sum_{n=1}^n \frac{4V_0 \sin K_n \ell}{CK_n (2K_n \ell + \sin 2K_n \ell)} \sin CK_n t \cdot \cos K_n x. \quad (73)$$

Величина динамического напряжения в стыке определена по формуле

$$\sigma(\ell,t) = -4V_0 E \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin K_n^I \ell}{C(2K_n^I \ell + \sin 2K_n^I \ell)} \sin CK_n^I t \sin K_n^I \ell. \quad (74)$$

Уравнения (73) и (74), полученные для определения перемещения $U(x,t)$ и величины динамического нормального напряжения $\sigma(\ell,t)$, позволяют более точно оценить напряженно-деформированное состояние в стыках швов продольных стен и междуэтажных перекрытий крупнопанельных зданий.

Стыки каркасов высотных крупнопанельных зданий формируют путем различных видов соединений. Для их прочностного расчета допускается работу конструкций стыков представить в обобщенном виде, т.е. деформации стыков имитируются дискретными связями, посредством которых перемещения представляются в пространственных координатах x, y, z (рис. 21).

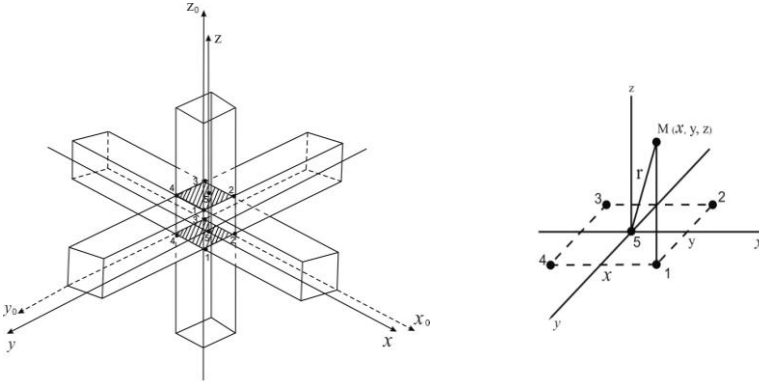


Рис. 21. Расчетная схема стыкового соединения

Для расчета коэффициенты жесткости в стыковых соединениях в направлениях 1-5, 2-5, 3-5 и 4-5 обозначим через $K_i (i = 1, 2, 3, 4)$ (дискретные стержни соединения). Перемещение i -й точки стыка примем x_i, y_i, z_i . Для решения этой задачи использована функция Лагранжа для движения (перемещения) системы:

$$L(\delta, \dot{\delta}) = \frac{m_i}{2} \sum_{i=1}^N \dot{\delta}_i^2 - \frac{K_i}{2} \left[\delta_i^2 + \sum_{n=2}^N (\delta_n - \delta_{n-1})^2 + \delta_N^2 \right], \quad (75)$$

где δ_n - смещение n -й частицы из начального положения; m_i - масса i -го дискретного стержня.

Чтобы определить величины напряжений в стыках в направлениях x , y и z , необходимо определить относительные смещения точек i и 5 :

$$\Delta\delta_i = (\delta_i - \delta_5).$$

Использованием линейной зависимости между напряжениями и деформациями, получено

$$\sigma_i = K(\delta_i - \delta_5) = K\Delta\delta_i.$$

Для максимальных значений напряжений получено

$$\max \sigma_i = K(A_i - A_5) = K\Delta A_i,$$

где A_i - амплитуда смещения.

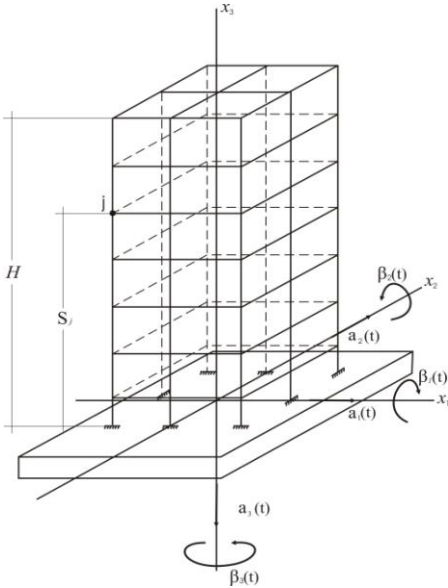


Рис. 22. Схема для расчета величин, составляющих перемещения от землетрясения

Трудность аналитического установления сейсмостойкости зданий состоит в том, что сейсмические силы по своему характеру – случайные процессы, поэтому при оценке сейсмостойкости зданий результативным может быть применение метода теории вероятностей и математической статистики. Была определена сейсмостойкость здания с учетом его вращений и угловых деформаций при перемещении. В расчетной системе (рис. 22) перемещения определяются в декартовых координатах (x_1, x_2, x_3) .

При обозначении слагаемых объемной силы через $X_j(x_1, x_2, x_3)$, а векторов упругих перемещений через $U_j(x_1, x_2, x_3)$ дифференциальные уравнения статических перемещений в направлении трех осей представляются в следующей общей форме:

$$L_j(U_1, U_2, U_3) = X_j(x_1, x_2, x_3), (j = 1, 2, 3), \quad (76)$$

где ω_k - частота собственных колебаний здания.

Уравнения движения здания представлены в виде

$$X_j(x_1, x_2, x_3) = -\rho_j \left(a_j + \frac{\partial^2 U_j}{\partial t^2} \right) (j = 1, 2, 3), \quad (77)$$

где ρ - плотность массы здания.

Величина перемещения U_j определяется следующей функцией:

$$U_j(x_1, x_2, x_3, t) = \sum f_k(t) \varphi_{jk}(x_1, x_2, x_3), \quad (78)$$

где $f_k(t)$ - обобщенные координаты в зависимости от времени; $\varphi_{jk}(x_1, x_2, x_3)$ - собственные функции, которые должны удовлетворять уравнениям

$$L_j(\varphi_{1k}, \varphi_{2k}, \varphi_{3k}) - \rho \omega_k^2 \varphi_{jk} = 0 \quad (j=1, 2, 3). \quad (79)$$

Для обобщенных координат получено следующее дифференциальное уравнение:

$$\ddot{f}_k(t) + \omega_k^2 f_k(t) = Q_k(t),$$

$$(k=1, 2, \dots, n),$$

где $Q_k(t)$ - обобщенные силы.

Дальнейшим решением задачи были определены $f_k(t)$ и $\varphi_{jk}(x_1, x_2, x_3)$, после чего из (78) можно с легкостью определить перемещения $U_j(x_1, x_2, x_3, t)$.

Седьмая глава диссертации посвящена анализу результатов экспериментальных исследований и их сопоставлению с результатами, полученными по разработанному методу расчетов. Такая постановка задачи позволяет установить степень достоверности полученных уравнений расчетов и допустимость их для применения при проектировании высотных многоэтажных зданий (рис. 23).

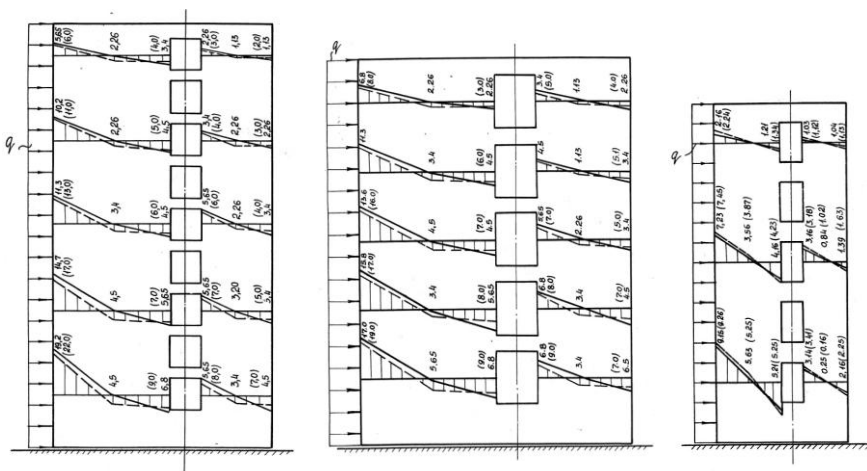


Рис. 23. Эпюры распределения напряжений σ_{xx} по высоте диафрагм-моделей в масштабах 1:15, 1:10, 1:20

— теоретическая кривая; - - - - экспериментальная кривая

По результатам испытаний необходимого количества моделей и графическим представлениям зависимости напряжений от деформаций, а также основываясь на гипотезе об их линейной зависимости осуществлен переход от дефор-

маций к напряжениям, построены эпюры напряжений σ_{xx} для различных высотных моделей.

Полученными данными установлено, что расчет поперечной стены с проемами нельзя провести по формулам для сплошной стены.

Сопоставление экспериментальных данных с результатами расчетов, выполненных полученными аналитическими выражениями, и степень их достоверности служат основанием для рекомендации их применения при проектировании зданий.

Вторая часть данной главы посвящена анализу динамического воздействия нагрузки. Эксперименты с диафрагмами-моделями проводились на специально созданной установке, обеспечивающей реальные условия испытаний конструкций. Конструкция установки позволяет выявить перемещение каждого этажа диафрагмы-модели при различных нагрузках.

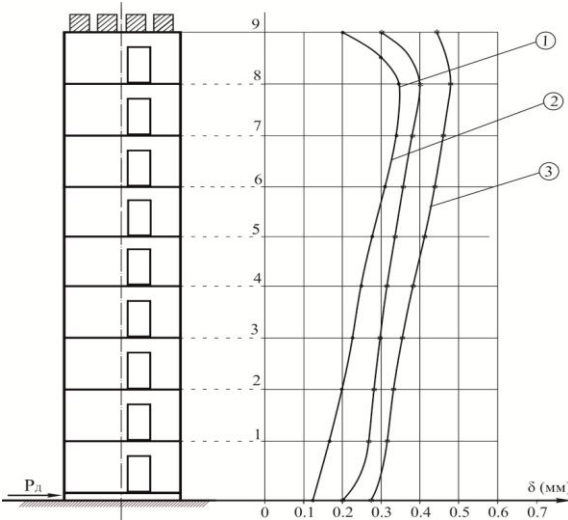


Рис. 24. Перемещение этажной диафрагмы-модели при ударных испытаниях: 1 - при $P_d = 815$ кгс; 2 - при $P_d = 987$ кгс; 3 - при $P_d = 1080$ кгс

Анализом результатов экспериментов установлено, что при всех ударных нагрузках максимальному перемещению подвергался восьмой этаж всех моделей, а перемещение верхнего этажа уменьшалось с одинаковой закономерностью (рис. 24), что обусловлено возникновением при ударе инерционных сил от установленных на модели грузов, которые при I форме колебаний направлены против направления удара и уменьшают деформацию верхнего этажа моделей.

Анализом данных перемещения отдельных этажей диафрагмы-модели под воздействием ударных нагрузок различной тяжести установлено, что условие прочности сооружения $\left(\frac{\delta}{\ell} \leq \frac{1}{10000} \right)$ полностью обеспечивается результатами про-

веденных нами экспериментальных исследований: $\frac{\delta}{\ell} = \frac{0,48}{2000} = 0,00024 \ll \frac{1}{10000}$.

Восьмая глава диссертации посвящена экспериментальным исследованиям динамических характеристик натурных крупнопанельных зданий и анализа их сейсмических сил по нормам СН РА II - 6.02-2006 и по 3-ем моделированным

акселерограммам.

Были проведены натурные исследования 9- и 12-этажных крупнопанельных зданий в г. Ереван. Инструментальными измерениями были определены периоды собственных колебаний зданий и проведена их инструментальная запись. По методу Фурье проведен анализ записей в продольном и поперечном направлениях здания. Также проведен сравнительный анализ периодов собственных колебаний зданий различных конструктивных схем. Экспериментально исследованы динамические характеристики натуральных 9- и 12-этажных крупнопанельных зданий и проведен их анализ по нормам «Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования» и моделированным акселерограммам спитакского (Гукасян), калифорнийского («Eureka») и югославского («BAR») землетрясений. По программе «Visual Basic» были проведены машинные расчеты по определению динамических характеристик крупнопанельных зданий и получены периоды и коэффициенты форм свободных колебаний по этажам зданий. Для 9- и 12-этажных крупнопанельных зданий получены значения поперечных сил (Q_k) по СН РА и 3-ем моделированным акселерограммам, которые приведены в таблице 1 и на рисунке 25 (а, б).

Таблица 1

Значение поперечных сил (Q_k) по СН РА II - 6.02-2006 и 3-ем моделированным акселерограммам

Этажи	Поперечная сила Q_k (кН)			
	по нормам СН РА II- 6.02-2006	по акселерограммам землетрясений		
		спитакского (Гукасян, 1988г.)	«Eureka» (Калифорния, 1954 г.)	«BAR» (Югославия, 1979 г.)
1	2	3	4	5
9-этажное здание				
1	14234	12033	20488	8526
2	13846	11705	19929	8294
3	13080	11057	18827	7835
4	11957	10108	17211	7162
5	10508	8883	15125	6294
6	8773	7416	12627	5255
7	6798	5746	9784	4072
8	4637	3920	6675	2778
9	2350	1987	3383	1408
	$\frac{Q_k^a - Q_k^i}{Q_k^i} \cdot 100$	-15 %	+43 %	-40 %
Сред. значение	-12 %			
12-этажное здание				
1	12580	5092	13031	11149
2	12382	5011	12826	10973
3	11988	4852	12418	10625
4	11405	4616	11815	10108

<i>Продолжение таблицы 1</i>				
1	2	3	4	5
5	10643	4308	11025	9432
6	9712	3931	10061	8608
7	8629	3493	8938	7647
8	7409	2999	7675	6566
9	6072	2458	6290	5382
10	4640	1878	4807	4112
11	3135	1269	3247	2778
12	1580	639	1636	1400
	$\frac{Q_k^a - Q_k^H}{Q_k^H} \cdot 100$	-59,5 %	+3,5 %	-11,3 %
Сред. значение		-67,3 %		

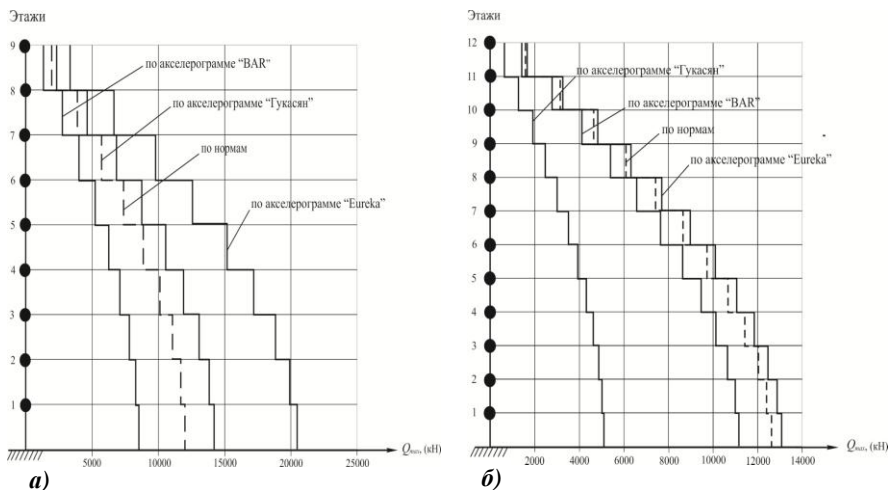


Рис. 25. Графики поперечных сил (Q_k) 9- (а) и 12-этажных (б) крупнопанельных зданий по СН РА II-6.02-2006 и 3-ем моделированным акселерограммам

Анализ данных таблицы 1 и графиков поперечных сил показывает, что для 9-и 12-этажных крупнопанельных зданий значения поперечных сил, рассчитанных по моделированным акселерограммам спитакского и югославского землетрясений (Q_k^a), соответственно на 15; 59,5 % и 40; 11,3 % меньше значений, рассчитанных по нормам (Q_k^H), а в случае землетрясения «Еureka», наоборот, на 43 и 3,5 % превышают значения по норме. Как видим, поперечные силы, рассчитанные по моделированным акселерограммам всех трех землетрясений, для 9-и 12-этажных зданий в среднем на 12 и на 67,3 % меньше значений этих сил,

рассчитанных по норме.

ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

На основании результатов проведенных исследований напряженно-деформированного состояния несущих стен и их стыков крупнопанельных зданий при воздействии статических и динамических нагрузок, можно сделать следующие основные выводы и дать практические рекомендации:

1. Анализ литературных данных по теоретическим и экспериментальным исследованиям напряженно-деформированного состояния несущих стен и их взаимодействия с основанием крупнопанельных зданий показывает, что в настоящее время имеется ряд нерешенных вопросов, требующих разработку точных математических моделей расчета, наилучшим образом описывающих действительную работу несущих стен и их элементов.

Из разработанных моделей деформации грунтовой среды при взаимодействии с крупнопанельными зданиями выделяются две модели:

- а) взяв за основу гипотезу Фусса-Винклера, согласно которой имеет место пропорциональная зависимость между реакцией и осадкой основания, принимается зависимость перемещения основания от поверхностной структуры упругого тела;
- б) рекомендуется расчетную схему крупнопанельных зданий относительно неравномерности осадки основания принять в виде балочной системы с обобщенными изгибными и сдвиговыми жесткостями.

2. Анализ данных расчетов показывает, что разница между результатами точных и приближенных расчетов величины угла наклона (θ) диафрагмы (рис. 1) не превышает 10 %, поэтому для практических расчетов рекомендуется пользоваться методом приближенного расчета (уравнение (3)).

Определением угла наклона (θ) и наибольшего перемещения (f) (рис. 1) становится возможным проведение анализа напряженно-деформированного состояния отдельных элементов диафрагмы.

Результаты сравнительных расчетов (рис. 2) свидетельствуют, что для безопасной эксплуатации крупнопанельного высотного здания необходимо учитывать также деформацию, вызываемую ползучестью грунта основания здания.

3. Полученные расчетные выражения (14), (15), (16), (17) (18), (19) и (20) позволяют установить величины силы сдвига в месте соединения шва, контактных напряжений и деформаций в системе стояк-стена, а также раскрыть реальную суть их совместной работы в области шва и установить условие предотвращения появления трещин на площадках контакта.

Численный расчет величин касательных напряжений показывает, что максимальное их значение превосходит допустимый предел растяжения раствора в шве (в 1,5 раза), поэтому прочность раствора необходимо определить исходя из максимальных касательных напряжений.

4. Полученные формулы (23) и (24) позволяют легко определить все расчетные

величины в нормальных и сдвигающих связях для поперечной диафрагмы, имеющей несимметрично размещенные оконные или дверные проемы (рис. 5).

5. Анализ данных расчетных величин показывает, что учет упругого поворота основания диафрагмы существенно меняет картину напряженного состояния наиболее нагруженной нижней части здания.

Анализом эпюр компонентов напряжений (рис. 23) установлено, что закономерность изменения касательных напряжений близка к параболическому закону, установленному по элементарной теории изгиба, закономерность изменения нормального напряжения близка к прямолинейному закону, а в крайних волокнах столбов значительно отличается от ожидаемой элементарной теории изгиба. Более того, как кажется, в сечениях диафрагмы нарушаются условия равновесия, однако в действительности такое явление отсутствует.

6. Имея окончательное значение угла закручивания здания (32) (рис. 7), численными расчетами легко установить закономерность изменения продольных усилий, возникающих в наиболее удаленных точках от главного полуса стен.

Результаты исследований кручения крупнопанельного высотного здания (рис. 7) показывают, что напряженно-деформированное состояние здания занимает промежуточное место между составными стержнями, листовыми связями сдвига и монолитными стержнями. Разработанная теория расчета угла закручивания высотных зданий позволяет на стадии проектирования определить оптимальные величины несущих стен.

7. Анализом результатов теоретических исследований установлено, что опасными в контактном слое несущей стены и облицовочных плит являются нормальные напряжения (рис. 8).

Для обеспечения необходимой надежности сцепления контактного шва каменной плиты и несущей стены следует выбрать марку раствора шва с учетом величины $R_{нор}^{расч}$.

Анализ полученных уравнений для расчета нормальных (36) и касательных (35) погонных усилий показывает, что при учете ползучести раствора значительно уменьшаются нормальные и касательные погонные усилия.

8. Предложенный метод расчета местных напряжений в углах несущей диафрагмы позволяет достаточно точно определить коэффициент концентрации напряжений (41) в критических точках (в углах отверстий) (рис. 9), где моментный депланационный сдвиг достигает максимальной величины.

Зная величину коэффициента концентрации напряжений (K) из (41), можно с легкостью определить величину максимального депланационного напряжения в критических точках, поскольку при высоких градиентах напряжений в них возникают пластические деформации, приводящие к образованию трещин, которые в дальнейшем создают зоны разрушения.

9. Для определения функции распределения напряжений на переходном участке колонны (рис. 10) целесообразно предварительно ее выразить рядом Фурье,

причем первые три члена ряда достаточны для использования результатов расчетов при решении практических задач.

10. Анализ построенных на основании приведенных данных эпюр напряжений (рис. 12) показал, что максимальные значения нормальных и касательных напряжений концентрируются в переходных участках диафрагмы.

Согласно нашим и имеющимся экспериментальным данным, разрушение диафрагмы с проемами происходит именно в переходных участках.

Учитывая достоверность разработанной теории расчета, рекомендуется их применять на стадии проектирования крупнопанельных зданий. Расчеты на прочность диафрагмы следует проводить по полученным уравнениям напряжений (47).

Полученные формулы (54), (55), (56) и эпюры напряжений σ_x , σ_y и τ_{xy} (рис. 14) позволяют более результативно выполнить усиление стен.

11. Для выявления влияния деформации фундамента на колебания здания (рис. 15) под воздействием динамической горизонтальной нагрузки, имея максимальное значение амплитуды колебания здания C (из 60) и значение начальной фазы колебания φ_0 (из 61), при помощи уравнения (58) можем определить функцию $x(t)$ и коэффициент взаимодействия фундамента и грунта основания (K).

12. Разработанная теория расчета в форме уравнения (63) позволяет определить динамические касательные напряжения в связях несущих стен в пределах $0 \dots H$ в зависимости от начальной скорости V_0 движения грунта основания здания.

Максимальные касательные напряжения при внезапном действии нагрузки (63) возрастают по сравнению со статистическими значениями в среднем на 50...80 %, а влияние высших форм колебаний особенно сказывается в верхних сечениях, где их неучет приводит к существенным погрешностям.

Для невысоких крупнопанельных зданий (до 6-ти этажей) основными будут напряжения, соответствующие первой форме колебания (рис. 17).

13. Полученная функция напряжения $\sigma(H, t)$ (65) дает возможность проверить условие прочности между этажами крупнопанельного здания при ударе по продольной оси здания (рис. 18).

Разработанная теория позволяет установить значение прочности между этажами крупнопанельного здания при вертикальном ударе (V_0), при котором обеспечивается условие прочности (отрыва) для каждого этажа.

По результатам расчетов установлено, что необходимо учитывать влияние упругости стен высоких зданий на его колебания. Вместе с тем установлено достаточно малое влияние упругости материала стен невысоких зданий на его колебания, поэтому стены приняты абсолютно жесткими.

14. Уравнения (73) и (74), полученные для определения перемещения $U(x, t)$ и величины динамического нормального напряжения $\sigma(\ell, t)$, возникающих под воздействием динамической силы, позволяют более точно оценить напря-

женно-деформированное состояние в стыках швов продольных стен и междуэтажных перекрытий крупнопанельных зданий.

15. Анализом данных эпюр нормальных напряжений (рис. 23) установлено, что результаты экспериментальных и теоретических исследований в основном соответствуют друг другу, расхождение не превышает 10 %, что свидетельствует об удовлетворительной достоверности результатов теоретических исследований. Имеющее место допустимое расхождение является результатом допущений, сделанных при разработке теории расчета и отчасти при проведении экспериментов.

Из графиков эпюр напряжений (рис. 23) очевидно, что характер работы поперечной диафрагмы с проемами значительно отличается от характера работы сплошной стены. Эпюра напряжений σ_{xx} сплошной стены меняет знак один раз и имеет вид, подобный нормальным напряжениям в высокой простой балке.

16. Полученные значения периодов первой формы свободных колебаний для 9- и 12-этажных крупнопанельных зданий, рассчитанные по разным способам, незначительно отличаются друг от друга, что свидетельствует о достоверности методики определения динамических характеристик зданий.
17. Значения сейсмических поперечных сил по трем моделированным акселерограммам (Q_k^a) для 9- и 12-этажных зданий в среднем на 12 и 67,3 % меньше значений рассчитанных величин нормальных сил (Q_k^H), что свидетельствует о сейсмостойкости этих зданий.

Основные положения диссертации опубликованы в следующих работах:

1. Минасян Р.С., Давеян С.А. Определение расчетных усилий в поперечной диафрагме крупнопанельных зданий, имеющей дверные или оконные проемы // Изв. Академии наук Армении. Серия техн. наук.- 1991.- Т. XLIV, № 3.- С. 102-106.
2. Минасян Р.С., Давеян С.А. Определение местных напряжений в углах проема несущей диафрагмы крупнопанельного здания // Изв. Нац. академии наук Армении и ГАУА. Серия техн. наук.- 1996.- Т. XLIX, № 3.- С. 129-132.
3. Давеян С.А., Минасян Р.С. Определение коэффициентов податливости связей несущих диафрагм с учетом пластических деформаций // Науч. тр. Серия «Технические науки».- Ереван, 1996.- Вып. 1.- С. 115-121.
4. Давеян С.А. Влияние податливости основания при сплошных и разделительных фундаментах под столбами диафрагмы// Депониров. науч. работы: Ежеквартильный реферативный сборник.- Ереван, 1997.- 9 с., Деп. в АрмНИИНТИ 22.05.97, № 138-Ар97.
5. Давеян С.А., Минасян Р.С. Исследование сплошной стеновой панели с учетом работы соседних элементов // Сб. науч. тр. конф., посвящ. 90-летию со дня рожд. проф. Т.Т. Хачатряна и О.М. Сапонджяна.- Ереван, 1999.- С. 107-111.

6. Դավեյան Ս.Յ. Բարձրահարկ շենքերի հիմնատակի ընկերկելի ունեցողության ազդեցությունը դիաֆրագմայի վարվածադեֆորմացիոն վիճակի վրա // Երիտասարդ հետազոտողները 21-րդ դարի նախաշեմին/ ՅԳԱ.- Երևան, 2002.- Էջ 113-117:
7. Մինասյան Ռ.Ս., Դավեյան Ս.Յ. Խոշորապատվել բարձրահարկ շենքերի երկրաշարժակայունության գնահատումը հավանականության տեսություն և մաթեմատիկական վիճակագրության մեթոդներով // Տեղեկագիր Յայաստանի շինարարների.- 2002, № 3 (68).- Էջ 12-14:
8. Մինասյան Ռ.Ս., Դավեյան Ս.Յ. Յենված հեծանի հենարանային ազդեցությունը պատի վարվածային վիճակի վրա // Անդրկովկասի տարածաշրջանում ագրոպարենային համակարգի կայուն զարգացման հիմնախնդիրները: Միջազգային գիտաժողովի նյութեր.- Երևան, 2002.- Մաս II.- Էջ 90-96:
9. Մինասյան Ռ.Ս., Դավեյան Ս.Յ. Շենքերի երկայնական և լայնական պատերի միացումների կարաններում կտրող վարումների որոշումը հորիզոնական դիսամիկ ուժերի ազդեցությունից // Տեղեկագիր Յայաստանի շինարարների.- 2003, № 8(85).- Էջ 12-15:
10. Դավեյան Ս.Յ., Մինասյան Ռ.Ս. Խոշորապատվել շենքերի կրող պատերի պատվերների երեսպատման սպիկների և բետոնի համառելի աշխատանքը // Յայաստանի ճարտարագիտական ակադեմիայի Լրագրեր, Proceedings of Engineering Academy of Armenia.- 2004.- Vol. 1, № 2.- P. 263-267.
11. Давеян С.А., Минасян Р.С. Приближенный метод определения несущей способности стен крупнопанельных зданий // Известия аграрной науки.- 2004, № 4.- С. 79-80.
12. Давеян С.А. Напряжение на переходном участке ступенчатой колонны при вертикальной нагрузке // Известия Госуд. аграрного ун-та Армении.- 2005, № 6(14).- С. 73-76.
13. Давеян С.А. К теории устойчивости стояка каркаса крупнопанельных высотных зданий // Межд. науч. ж. «Проблемы механики».- Тбилиси, 2006, № 3(24).- С. 81-86.
14. Давеян С.А. Напряженно-деформационное состояние диафрагмы с проемом под воздействием горизонтальной нагрузки // Межд. науч. ж. «Проблемы механики».- Тбилиси, 2006, № 4(25).- С. 103-108.
15. Давеян С.А. Кручение высотного крупнопанельного здания под воздействием горизонтальной нагрузки // Известия аграрной науки.- 2006.- Т. 4, № 1.- С. 58-61.
16. Давеян С.А. Напряжения в стыковых соединениях каркаса высотного крупнопанельного здания, возникающие под воздействием динамических нагрузок // Известия аграрной науки.- 2006.- Т. 4, № 4.- С. 44-46.
17. Давеян С.А., Минасян Р.С. Напряженно-деформированное состояние несущих стен и швов стояков высотных крупнопанельных зданий под воздей-

- ствием внешних вертикальных нагрузок // Известия Госуд. аграрного ун-та Армении.- 2007, № 4(20).- С. 76-84.
18. Daveyan S.H. The intense-deformed condition of a bearing wall panel with facing plates by taking into account the creep of a contact seam // Problems of mechanics, International scientific journal.- Tbilisi, 2008, № 1(30).- P. 71-76.
 19. Daveyan S.H. Dynamic shearing stress in the butt joint of external and internal loadbearing walls of a large-panel building under action of dynamic load in the horizontal direction // Problems of mechanics, International scientific journal.- Tbilisi, 2008, № 2(31).- P. 68-71.
 20. Daveyan S.H. Approximate method of highaltitude large-panel buildings analysys at longitudinal dynamic action of loading in view of elastic properties of building and footing material // Problems of mechanics, International scientific journal.- Tbilisi, 2008, № 3(32).- P. 40-46.
 21. Давеян С.А. Устойчивость высотного крупнопанельного здания под воздействием собственного веса // Вестник Инженерной Академии Армении.- 2009.- Т. 6, № 2.- С. 248-254.
 22. Давеян С.А. Влияние деформации фундамента на колебания зданий при динамической нагрузке // Информационные технологии и управление.- Ереван, 2010, № 7.- С. 83-89.
 23. Давеян С.А. Методика расчета коэффициентов жесткости стен крупнопанельного здания, ослабленного дверными или оконными рядами переемычек, с учетом пластической деформации // Вестник Инженерной Академии Армении.- 2010.- Т. 7, № 1.- С. 97-102.
 24. Դավեյան Ս.Հ., Միսասյան Ռ.Ս. Խոշորապատկեր շենքերի երկայնակական կրող պատերի և միջհարկային ծածկերի կցվածքների լարվածադեֆորմացիոն վիճակները սեյսմիկ ու ժերի ազդեցու թյան դեպքում // Матер. межд. науч. конф., посвящ. 80-летию госуд. аграрного ун-та Армении.- Ереван, 2011.- С. 64-68.
 25. Давеян С.А. Напряжения в стыковых соединениях несущих стен крупнопанельных зданий при продольном динамическом воздействии нагрузки с учетом влияния основания // Вестник Инженерной академии Армении.- 2013.- Т. 10, № 4.- С. 710-714.
 26. Давеян С.А. Деформации основания высотного крупнопанельного здания с учетом ползучести грунта // Архитектура, градостроительство, строительство: Науч. труды НУАСА.- 2014.- Т. II (53).- С. 108-113.
 27. Давеян С.А. Метод расчета напряженно-деформированного состояния поперечной диафрагмы с проемами // Вестник Инженерной академии Армении.- 2014.- Т. 11, № 2.- С. 289-294.
 28. Давеян С.А. Теория расчета крупнопанельных зданий под воздействием статических и динамических нагрузок: Монография.- Ер.: Изд-во «Тигран Бабян», 2015.- 296 с.

ՍՄՔՍ ԶԱՐՈՒ ԹԻ ԴԱԿԵՅԱԼ

**ՍՏՍՏԻԿ ԵՎ ԴԻՆԱՄԻԿ ԱՁԴԵՑՈՒ ԹՅՈՒՆՆԵՐԻ ՏԱԿ ԽՈՇՈՐԱՊԱՆԵԼ
ՇԵՆՔԵՐԻ ԶԱՇՎԱՐԿԻ ՍԵՐՈՂՆԵՐԸ**

ԱՍՓՈՓԱԳԻՐ

Հետազոտության ոլորտն ուղղված է ստատիկ և դինամիկ բեռնվածքների ազդեցություններին խոշորապատել շենքերի, դրանց առանձին տարրերի ու համագույնների, շենքի ու հիմնատակի համատեղ աշխատանքի հաշվարկային մեթոդների մշակմանը:

Որոշվել է խոշորապատել շենքի թեքման անկյան և դիաֆրագմայի գազաթի առավելագույն տեղափոխությունը, ինչի միջոցով հնարավոր է գնահատել հիմնատակի ընկրկելի իրության բնութագրերը և դիաֆրագմայի լարված ադեֆորմացիոն վիճակը:

Իրականացվել են համեմատական վերլուծություններ, որոնք ցույց են տալիս, որ բարձրահարկ խոշորապատել շենքի անվտանգ շահագործման համար անհրաժեշտ է հաշվի առնել նաև շենքի հիմնատակի գրունտի սողքից առաջացած դեֆորմացիան: Հիմնատակի ընկրկելի իրության հաշվառումով հաստատվել են բարձրահարկ խոշորապատել շենքի կայունության պայմանները:

Խոշորապատել շենքի լայնական ու երկայնական կրող պատերում և դրանց միացումների կցվանքներում որոշվել են նորմալ և շոշափող լարումների բաշխման օրինաչափությունները, ստացվել են ուղղահիգ և հորիզոնական տեղափոխություններին և կտրող ճիգերի որոշման արտահայտություններ, որոնք հնարավորություն են տալիս կրող պատերում և պատերի միացումներում հաստատել ճաքերի առաջացման կանխարգելման պայմանները: Շենքի հիմքի թեքման հաշվառումով որոշվել է խոշորապատել շենքի անցքերով լայնական դիաֆրագմայի լարված ադեֆորմացիոն վիճակը: Ստացված հաշվարկային մեծությունների վերլուծությունը ցույց է տալիս, որ շենքի լայնական դիաֆրագմայի առաջակայան թեքումը էականորեն փոխում է շենքի լարվածային վիճակի պատկերը: Հարևան տարրերի ազդեցությունն ինչ խոշորապատել շենքի լայնական հոծ պատի լարված ադեֆորմացիոն վիճակի որոշման համար ստացվել են նորմալ և շոշափող լարումների որոշման արտահայտություններ, որոնք հնարավորություն են տալիս հոծ պատի ցանկացած լայնական կտրվածքում կամուրջելու լարումների բաշխման գրաֆիկները: Հորիզոնական բեռնվածքի ազդեցությունն ինչ բարձրահարկ շենքի ամրության ու կոշտության ստուգման համար ուղղված է շենքի ուղղման անխուսդուր, ուղի հնարավորությունն է տալիս թմայի հաշվառվելու: շենքի պատերի բևեռից առավել հեռու կետերում ուղղվելու են երկայնական ճիգերի փոփոխման օրինաչափությունները:

Շենքերի պատային պատելի և երեսպատման սալիկների համար շերտում, կոնտակտային շաղախային կարանի սողքի հաշվառումով և առանց սողքի հաշվառման որոշվել է միացման շերտի լարված ադեֆորմացիոն վիճակը: Ստացվել են կոնտակտային շերտում կտրող ուժերի և նորմալ ու շոշափող լարումների որոշման արտահայտություններ, որոնք

վերլուծությանը ցույց տալիս, որ հաշվարկների ժամանակ
անհրաժեշտ է հաշվի առնել հավան կարանի շոշափողի սողքը:

Ստացվել են բարձրահարկ շենքի աստիճանածև կտրվածք
ունեցող սյան
անցումային տեղամասում, անցքերով դիֆրակցմայի բացվածքի
անկյուններում և վտանգավոր գոտիներում ու շենքի պատի
վրա հենված հեծանի ազդեցություններից պատի բարձրություն
լարվածադեֆորմացիոն վիճակի որոշման արտա-
հայտություններ, որոնք հնարավորություն են տալիս այդ
տարբերում հրականացնել ավելի արդյունավետ
ամրանավորում և հաստատել ճաքերի առաջացման
կանխարգելման պայմանները:

Դիտարկվել է շենքի վրա դինամիկ բեռնվածքի
հորիզոնական բաղադրիչի ազդեցությունը և ստացվել են
արտահայտություններ, որոնք թույլ են տալիս գնահատել ու
շենքի հիմքի և հիմնատակի փոխազդեցությունը: Ստացվել են
արտահայտություններ՝ դինամիկ բեռնավորման ժամանակ
շենքի լայնական ու երկայնական պատերի դեֆորմացիաների
տարբերության հետևանքով, դրանց միացումների
կցվանքներում առաջացած նորմալ և շոշափող լարումների
որոշման համար: Որոշվել են խոշորապատել շենքի կրող
պատերի հավան հորիզոնական միացումներում ուղղահիգ
բեռնվածքի հանկարծակի ազդեցություններից առաձգական
պիքներից առաջացած դինամիկ նորմալ լարումները, որոնք
հնարավորություն են տալիս հարվածի դեպքում ստուգել
շենքի հարկերի միջև ամրության պայմանը: Ստացվել են
արտահայտություններ սեյսմիկ ուժերի ազդեցություններից
խոշորապատել շենքերի երկայնական պատերի և միջհարկային
ծածկի պատելների միացումների կցվանքներում տեղափոխու-
թյունների և նորմալ լարումների որոշման համար, որոնք
հնարավորություն են տալիս ավելի ճշգրիտ գնահատել ու
շենքի երկայնական պատերի և միջհարկային ծածկի միացում-
ների լարվածադեֆորմացիոն վիճակը: Որոշվել են
բարձրահարկ խոշորապատել շենքի կարկասի կցվանքային միա-
ցումներում առաջացած լարումների մեծությունները
դինամիկ բեռնվածքի ազդեցություններից:

Բարձրահարկ շենքերի սեյսմակայունության գնահատման
նպատակով կիրառվել են հավանականությունների
տեսության և մաթեմատիկական վիճակագրության մեթոդները:
Համակարգը ընդունելով որպես գծային առաձգական մարմին,
ստացվել են արտահայտություններ շենքի պտույտը և
անկյունային դեֆորմացիաները որոշելու համար:

Տեսական հետազոտությունների հավաստությունը
հաստատելու և ստացված տեսական բանաձևերի
ճշգրտությունը գնահատելու նպատակով իրականացվել են
մոդելային գիտափորձեր և կատարվել են համեմատական վեր-
լուծություններ:

Շենքերի սեյսմակայունության գնահատման նպատակով
կատարվել է 9 և 12 հարկանի խոշորապատել շենքերի սեփական
տատանումների տարբերությունների գործիքային որոշում,
որը հնարավորություն է տալիս ճշգրտելու դրանց
հաշվարկային սխեմաները և, «Սեյսմակայուն և
շինարարության նպագծման նորմերի» համաձայն,
գնահատելու շենքերի վնասվածության աստիճանը:

Խոշորապատկերի շենքերի դիվանագիտական պարամետրերը ստանալու համար կատարվել են հաշվարկներ շենքերի ազատ հարկադրական տատանումներից և իրական երկրաչափերի մոդելավորված քսելերոգրամներով: 9-և 12 հարկանի խոշորապատկերի համար կատարվել են սեյսմիկ և կտրոնոլոգիայի, հարկերի առավելագույն տեղափոխության և շեղվածքների որոշում և իրականացվել են համեմատական վերլուծության ներքին շենքերի տատանումների գերակայող պարբերության ներքին փաստացի մեծության ներքին թույլ կտան նորմերին համապատասխան գնահատել դրանց խոցելիության աստիճանը և իրականացվել համապատասխան միջոցառումներ շենքերի սեյսմական անվտանգության բարձրացման ուղղությամբ:



***CALCULATION METHODS OF LARGE-PANEL BUILDINGS UNDER
THE STATIC AND DYNAMIC INFLUENCES***

S U M M A R Y

The investigations are aimed at the development of the calculation methods of large-panel buildings, their individual elements and junctions, the joint interactive work of the building and foundation/footing under the influence of static and dynamic loads.

The maximum shift of inclination angle and diaphragm apex of the large-panel building has been identified through which it is possible to evaluate the ductility characteristics of the foundation and the strain-deformation state of the diaphragm.

Comparative analyses have been conducted, which indicate that for the safe exploitation of multi-storey, large-panel buildings it is necessary to take into consideration the deformation caused by the ground creep of the building foundation. Upon the calculation of the foundation ductility the stability conditions of multi-storey, large-panel buildings have been confirmed.

In the transverse and longitudinal load-bearing walls and in their connective junctions the regularities of normal and shear strains distribution have been identified, expressions of vertical and horizontal movement/shifts and shearing forces determination have been derived, which enable to fix the preventive conditions of cracks formation in load-bearing walls and in their junctions. By the calculation of the inclination of the building base, strain-deformation state of the transverse diaphragm through the cutouts of large-panel buildings have been determined. The analyses of the estimated values show that the elastic inclination of the building transverse diaphragm significantly changes the scene of the building tension state. For the determination of the solid wall strain-deformation state of the large-panel building caused by the external elements, expressions of normal and shear strains distribution graphs in any transverse fragment of the solid wall. In order to check the tall building strength and rigidity under the horizontal loads the torsion angle of the building has been identified, since the building is subjected to dangerous deformations by the external factors, including the torsion. The expression derived for the identification of the building torsion angle enables to determine the regularities of transverse forces change in farther points of the building walls poles through numerical calculations.

The strain-deformation state of the connection layers has been determined upon the estimation of the contact mortar seam creep and without the creep estimation in the friction layers offacing slabs and wall panels of the building. Expressions of determining shearing forces, normal and shear strains in contact layer have been derived, the analyses of which indicates that it is necessary to consider the creep of friction seam mortar.

Expressions of defining the strain/tensile-deformation along the wall height caused under the influence of the beam leant on the building wall in the transition

section of the multi-storey building pillar having stepped incision, in the angles of diaphragm aperture through the building holes and in dangerous zones have been derived, which enable to implement a more efficient reinforcement in these elements and to set up preventive conditions against cracks formation. The impact of horizontal component of dynamic load on the building has been observed and expressions have been derived, which enable to assess the interactions of the building foundation and footing. Expressions have been derived for the identification of normal and shear strains caused in the connective junctions of the building transverse and longitudinal walls as a consequence of their deformations discrepancies during the building dynamic load. Normal dynamic strains caused by the elastic waves in the contact horizontal junctions of load-bearing walls of the large-panel buildings under the sudden impact of vertical load have been identified, which enable to check the terms of strength between the building floors in case of strike. Expressions for the identification of the movements/shifts and normal strains in the junctions/fittings of inter-floor covering panels connections and transverse walls of the large-panel building under the influence of seismic forces have been derived, which enable to evaluate the strain/tensile-deformation state of the building transverse walls and inter-floor covering connections more precisely. The stress/strain values raised in the junction connections of multi-storey, large-panel building framework under the influence of dynamic load have been determined.

Methods of mathematical statistics and theory of possibilities have been applied to evaluate the seismic-resistance rate of the multi-storey buildings. Accepting the system as a linear elastic structure certain expressions have been derived for the identification of the building rotation and angular deformations.

To approve the veracity of the theoretical researches and to evaluate the accuracy of derived formula, model scientific experiments and comparative analyses under the impact of static and dynamic loads have been implemented.

To evaluate the seismic/earthquake-resistance rate of the building the instrumental identification of fluctuation/vibration discrepancies of the 9 and 12-storey, large-panel buildings has been carried out, which enables to specify their calculation schemes and to evaluate the damage degree of the building in consistent with the "Regulations of earthquake-resistant construction design".

In order to get the dynamic parameters of large-panel buildings, calculations have been done upon the buildings' free forced oscillations and through the real earthquake accelerogram. Seismic and shearing forces, the floors maximal movements/shifts and deflections have been defined, and comparative analyses have been conducted for 9 and 12-storey buildings.

Factual values of prevailing periods of the buildings oscillations will enable to evaluate their vulnerability degree in consistent with the norms and regulations, as well as to take relevant measures aimed at the enhancement of the buildings seismic stability/earthquake resistance provision.

