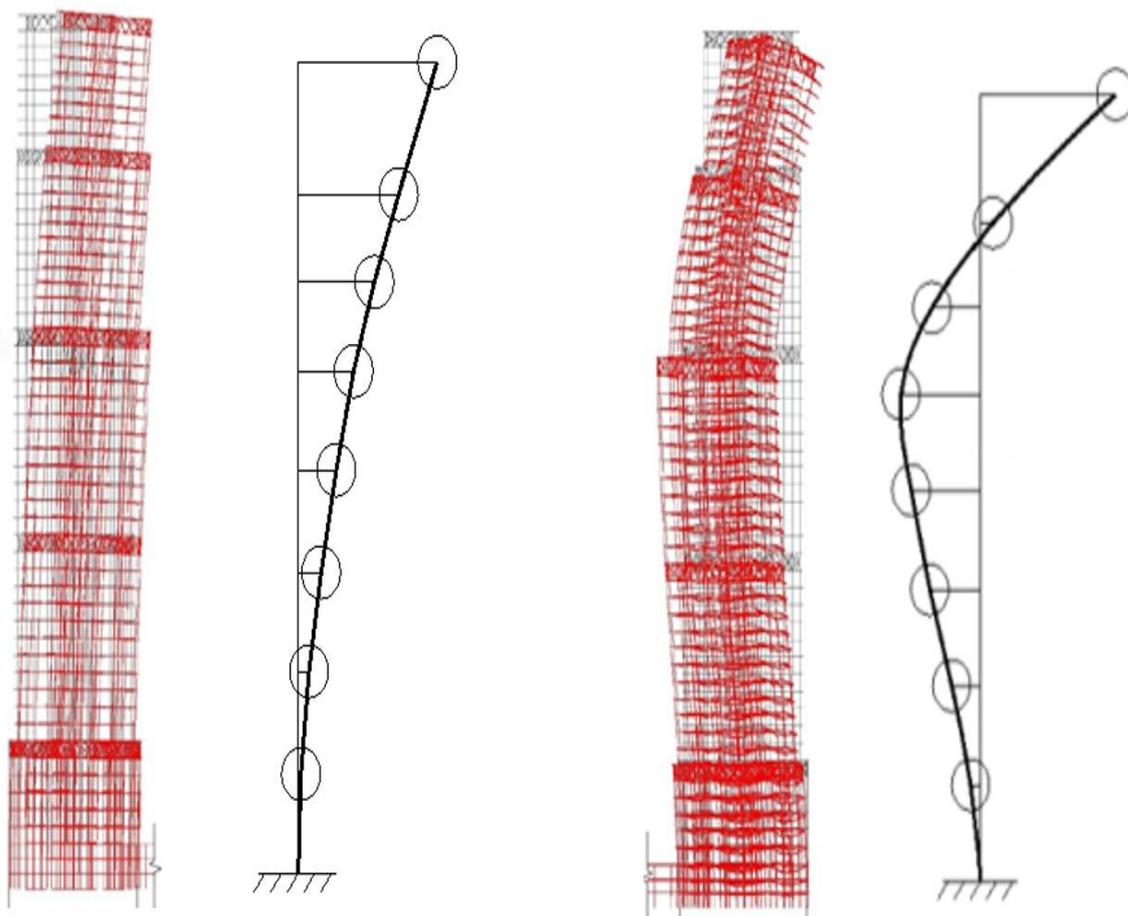


П.А. Хазов, Д.А. Кожанов, А.М. Анущенко, А.А. Сатанов

ДИНАМИКА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ЭКСТРЕМАЛЬНЫХ ПРИРОДНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ: КОЛЕБАНИЯ, ПРОЧНОСТЬ, РЕСУРС

Монография



Нижний Новгород
2022

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

П.А. Хазов, Д.А. Кожанов, А.М. Анущенко, А.А. Сатанов

**ДИНАМИКА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ
ЭКСТРЕМАЛЬНЫХ ПРИРОДНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ:
КОЛЕБАНИЯ, ПРОЧНОСТЬ, РЕСУРС**

Монография

Нижний Новгород
ННГАСУ
2022

ББК 22.25
Д 44
УДК 534.1, 624.042.41, 699.84

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

С.И. Герасимов – д-р физ.-мат. наук, проф. кафедры «Специальное приборостроение» Саровского физико-технического института, филиал НИЯУ МИФИ (г. Саров)

Н.И. Молодушина – канд. физ.-мат. наук, ведущий специалист - руководитель группы АСЭД АО ПКО «Теплообменник» (г. Нижний Новгород)

Хазов П.А. Динамика строительных конструкций при экстремальных природных воздействиях: колебания, прочность, ресурс [Текст]: монография / П.А. Хазов, Д.А. Кожанов, А.М. Анущенко, А.А. Сатанов; Нижегор. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н.Новгород: ННГАСУ, 2022. - 96 с. ISBN 978-5-528-00475-4

В монографии представлены результаты исследований в области динамики зданий и сооружений. Рассматриваются вопросы определения частот и форм собственных колебаний как отдельных конструкций, так и зданий и сооружений в целом; особенностей ветровых и сейсмических воздействий, их учета при проектировании, эксплуатации и реконструкции зданий и сооружений. Приводятся разработанные организационные структуры определения ветровых и сейсмических нагрузок, примеры определения частот и форм собственных колебаний для многоэтажных каркасных и большепролетных зданий и сооружений, анализа напряженно-деформированного состояния конструкций при действии различного рода динамических нагрузок.

Монография предназначена для специалистов, работающих в области проектирования и расчетов строительных конструкций, обследований и эксплуатации зданий и сооружений, а также для студентов и аспирантов технических вузов.

Данная работа выполнена при поддержке Научно-образовательного центра Нижегородской области «Техноплатформа 2035» в рамках соглашения № 16-11-2021/55.

ББК 22.25

Рис. 61, Табл. 7, 92 библиограф. назв.

ISBN 978-5-528-00475-4

© Хазов П.А. Кожанов Д.А., Анущенко А.М.
Сатанов А.А., 2022
© ННГАСУ, 2022

ОГЛАВЛЕНИЕ

ГЛАВА 1. Общие положения динамики сооружений. собственные колебания зданий и сооружений	5
1.1. Основные понятия и определения динамики сооружений. Поврежденность конструкционных материалов	5
1.2. Частоты и формы собственных колебаний зданий и сооружений ..	10
1.2.1. Свободные колебания механических систем. Определение частот собственных колебаний с применением уравнений движения	10
1.2.2. Определение частот и форм собственных колебаний многоэтажных каркасных зданий	13
1.2.3. Определение первой частоты собственных колебаний зданий с учетом упругого основания	23
1.2.4. Определение частот и форм собственных колебаний конструкций большепролетных зданий и сооружений, сравнение динамических расчетных моделей	24
1.3. Вынужденные колебания механических систем	31
ГЛАВА 2. Ветровые воздействия на здания и сооружений и особенности их учета при проектировании уникальных объектов	33
2.1. Основные положения расчета ветровых нагрузок согласно действующим нормативным документам	33
2.2. Результаты экспериментальных исследований распределения ветровой нагрузки на поверхность большепролетного здания	35
2.3. Определение динамических напряжений в конструкциях каркасного многоэтажного здания от ветровых воздействий	46
2.4. Резонансный анализ конструктивных схем каркасного многоэтажного здания с учетом податливости основания при ветровых и штормовых воздействиях	51

ГЛАВА 3. Сейсмические воздействия на здания и сооружения.....	58
3.1. Общие сведения о землетрясениях. Волновая теория землетрясений.....	58
3.2. Методы моделирования сейсмических воздействий.....	60
3.3. Методы расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия	61
3.3.1. Спектральный метод расчета.....	63
3.3.2. Прямой динамический метод расчета.....	64
3.4. Определение горизонтальной сейсмической нагрузки на здание согласно СП 14.13330.2018	65
3.5. Анализ сейсмостойкости проектируемого высотного здания.....	66
3.6. Определение сейсмических нагрузок на каркасное многоэтажное здание с учетом реальных данных о землетрясении	75
3.7. Определение динамических напряжений, возникающих в конструкциях каркасного здания от сейсмических воздействий.....	79
Список литературы.....	84

ГЛАВА 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ДИНАМИКИ СООРУЖЕНИЙ. СОБСТВЕННЫЕ КОЛЕБАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

1.1. Основные понятия и определения динамики сооружений.

Поврежденность конструкционных материалов

Динамика сооружений - раздел строительной механики, посвященный методам расчета строительных конструкций на динамические нагрузки.

Динамические нагрузки вызывают в элементах конструкций значительные силы инерции, возникающие в результате быстрого изменения во времени их величины, направления или точки приложения. Как следствие, происходят колебания конструкций, которые необходимо учитывать при расчетах элементов конструкций сооружений [47].

Основной целью динамики сооружений является создание надежных методов динамических расчетов, обеспечивающих корректное определение перемещений и усилий в элементах проектируемых объектов с учетом требований надежности, предъявляемых к строительным конструкциям, и безопасности зданий и сооружений для пребывания людей, а также размещения и работы оборудования [29,49].

Динамические нагрузки по своей природе очень разнообразны. К ним относят воздействия, связанные с природными явлениями, например, сейсмические толчки и ветровые порывы, а также динамические воздействия технологического и аварийного происхождения: падение летящего тела при соударении его с элементами конструкций, работа молотов, копров и других ударных механизмов, движение неуравновешенных частей машин и механизмов, движение поездов, кранов и т.д.

По закону изменения во времени динамические нагрузки разделяются на периодические и непериодические. К первым относят повторяющиеся нагрузки с одинаковой периодичностью при большом числе циклов.

Наиболее распространенным является гармонический (синусоидальный) вид периодической нагрузки. Непериодические нагрузки характеризуются импульсным характером, внезапным и кратковременным действием, большой интенсивностью. Они могут быть однократными (удар, взрыв) или повторного действия (сейсмика, порывы ветра, воздействия морских волн).

Особенность динамических нагрузок состоит в том, что сооружение переходит в состояние движения. Периодическое повторение динамических воздействий приводит к накоплению энергии механической системой, наблюдается постепенное увеличение амплитуды колебаний, приводящее к явлению резонанса, при котором может произойти разрушение от воздействий с малой интенсивностью [30].

Механическая система совершает колебательные движения под действием внутренних усилий и внешних динамических нагрузок. В проектировании и строительстве механической системой является каркас здания, в элементах которого колебания вызывают усилия и перемещения, требующие сопоставления с допустимыми значениями в рамках динамических расчетов [5,26].

Важнейшими характеристиками, определяющими поведение зданий и сооружений при действии внешних динамических нагрузок, являются частоты и формы колебаний. Все методы расчета на действие ветровых и сейсмических нагрузок основаны на определении данных параметров.

В строительной механике можно выделить одномассовые, двухмассовые и многомассовые системы (рис. 1.1), к которым принято приводить реальные объекты для упрощения расчетов. Так, для каркасных зданий и сооружений с простыми конструктивно-планировочными решениями возможно применение консольной расчетной модели, как наиболее простой с точки зрения инженерного расчета, при этом для определения усилий в конструкциях необходимо учитывать не менее трех форм собственных колебаний, если период первой формы собственных

колебаний $T_1 > 0,4c$, и только первой при $T_1 \leq 0,4c$ [50,63].

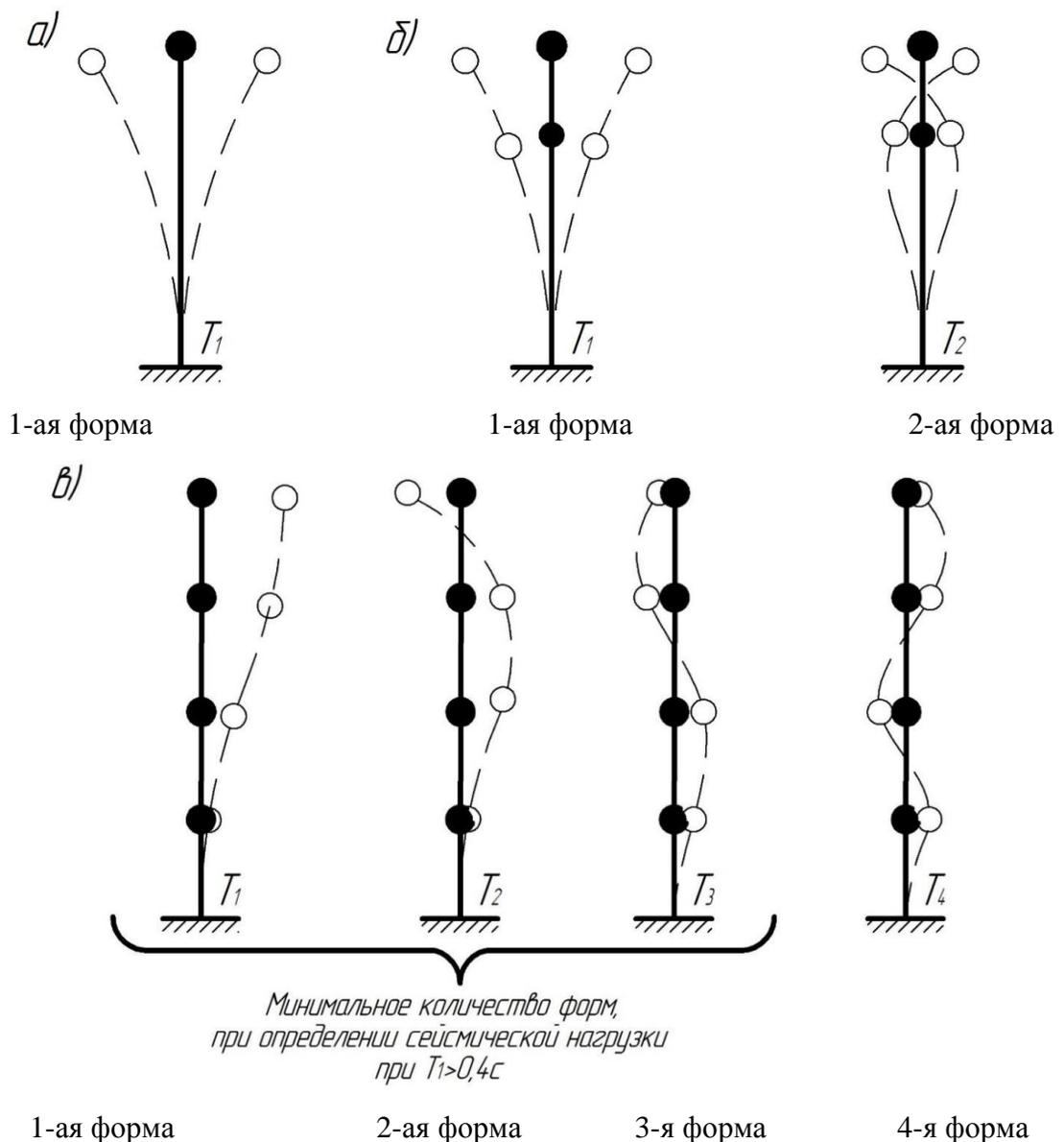


Рис. 1.1. Формы собственных колебаний сооружения для одномассовой (а), двухмассовой (б) и многомассовой (в) механической системы

Эксплуатация зданий и сооружений связана с циклическим изменением надежности конструкций ввиду переменного характера действующих нагрузок. Их несущая способность постепенно снижается вследствие приобретения необратимых повреждений (трещины, пластические деформации, потеря устойчивости, коррозия и т.д.). В зависимости от причин возникновения выделяют повреждения от силовых воздействий и от воздействий внешней среды [27,39].

Влияние повреждений на надежность конструкций оценивается путем определения двух параметров [43]:

– относительной надежности конструкции при эксплуатации:

$$y = \frac{\gamma}{\gamma_0}, \quad (1.1)$$

– величины поврежденности конструкции:

$$\varepsilon = 1 - y, \quad (1.2)$$

где γ – фактический коэффициент надежности конструкции с учетом имеющихся повреждений,

γ_0 – общий нормируемый коэффициент надежности конструкций:

$$\gamma_0 = \gamma_m \cdot \gamma_c \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n, \quad (1.3)$$

где γ_m – коэффициент надежности по материалу;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_n – коэффициент надежности по назначению.

Общая оценка поврежденности здания и сооружения производится по формуле [43]:

$$\varepsilon = \frac{\alpha_1 \varepsilon_1 + \alpha_2 \varepsilon_2 + \dots + \alpha_i \varepsilon_i}{\alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_i}, \quad (1.4)$$

где $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \dots, \varepsilon_i$ – максимальная величина повреждений отдельных видов конструкций; $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_i$ – коэффициенты значимости отдельных видов конструкций.

При оценке повреждений учитывают их максимальные величины, которые могут быть характерны только для отдельных конструкций, т.к. аварии обычно происходят из-за наличия критического дефекта в одном конкретном элементе. Коэффициенты значимости устанавливаются на основании экспертных оценок с учетом социально-экономических

последствий и возможного характера разрушений. При отсутствии данных коэффициенты значимости α_i принимаются: для плит и панелей перекрытия и покрытия $\alpha = 2$, для балок $\alpha = 4$, для ферм $\alpha = 7$, для колонн $\alpha = 8$, для несущих стен и фундаментов $\alpha = 3$, для прочих строительных конструкций $\alpha = 2$ [34,43].

Величину повреждения строительных конструкций через t лет ее эксплуатации определяют по формуле [43]:

$$\varepsilon = 1 - e^{-\lambda t}, \quad (1.5)$$

где λ – постоянная износа, определяемая по данным обследования на основании изменения несущей способности в момент обследования; t – срок эксплуатации в годах на момент обследования.

На стадии проектирования необходимо разрабатывать такие проектные решения конструкций, которые исключают появление дефектов в процессе их изготовления, монтажа и эксплуатации. Определение ожидаемого уровня надежности объекта позволяет критически подойти к контролю качества и предупредить возникновение аварийного состояния.

Механическая усталость определяется как процесс постепенного накопления повреждений материала под действием повторно-переменных напряжений (деформаций), приводящих к изменению его строения и свойств, образованию и развитию трещин и к разрушению.

Обычно различают малоцикловую и многоцикловую усталость. При малоцикловой усталости, окончательное разрушение происходит примерно после 10^3 циклов и менее. При многоцикловой усталости разрушение происходит после 10^3 - 10^9 циклов [21].

Отдельные конструктивные элементы подвержены воздействию нагрузок, которые повторяются во времени по простым законам. В таком случае разрушение материала с большой точностью прогнозируется с

помощью методики Велера [28], согласно которой количество циклов до наступления разрушения описывается функцией:

$$N = f(\sigma_a), \quad (1.6)$$

где σ_a – амплитуда напряжений цикла.

Чаще всего данная функция изображается в виде кривой усталости Велера, учитывающей особенности материала и являющейся одной из диаграмм его состояния (рис. 1.2).

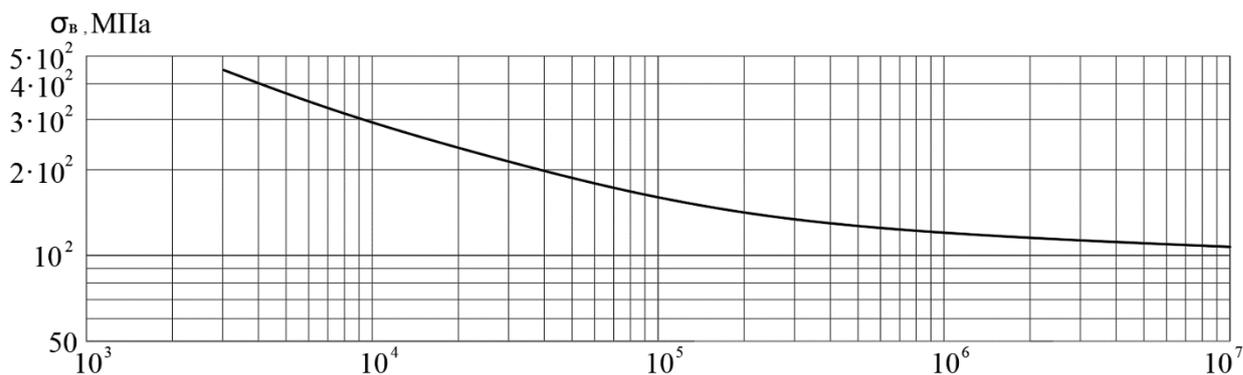


Рис.1.2. Диаграмма Веллера для углеродистой стали С440 (по оси абсцисс указано число циклов нагружения)

1.2. Частоты и формы собственных колебаний зданий и сооружений

1.2.1. Свободные колебания механических систем. Определение частот собственных колебаний с применением уравнений движения

Свободные (собственные) колебания – это колебания в системе под действием внутренних сил после выведения ее из состояния равновесия. Простейшими примерами свободных колебаний являются колебания груза, прикрепленного к пружине или подвешенного на нити.

Частота собственных колебаний является важнейшей динамической характеристикой здания. Поскольку ее величина значительно влияет на расчетные значения нагрузок. Ошибки, допущенные на стадии вычисления частоты собственных колебаний, приводят к неправильному определению напряженно-деформированного состояния несущих конструкций. Помимо

этого, неверное определение собственной частоты колебаний может привести к возникновению не спрогнозированных резонансных явлений, которые являются достаточно опасными [5,26,31].

Уравнения движения - математические выражения, которые определяют динамические перемещения механических систем. Их решение позволяет определить искомые функции изменения перемещений во времени. Составление уравнений движения представляет собой самый важный этап динамического расчета.

Для механических систем с несколькими степенями свободы, в качестве которых могут быть рассмотрены сосредоточенные массы $M_1, M_2 \dots M_n$ (рис. 1.3), справедливы следующие утверждения:

- любая масса сопротивляется изменению своей скорости или ускорения;

- согласно принципу Даламбера масса считается уравновешенной, если помимо внешних сил к ней приложить силу инерции F_i , противоположную ускорению [7,64].

Принимая за величину y_i отклонение i -ой массы механической системы, уравнение движения системы может быть записано в следующем виде:

$$\begin{cases} y_1 = F_1 \delta_{11} + F_2 \delta_{12} + \dots + F_i \delta_{1i} + \dots + F_n \delta_{1n} \\ y_2 = F_1 \delta_{21} + F_2 \delta_{22} + \dots + F_i \delta_{2i} + \dots + F_n \delta_{2n}, \\ \dots \\ y_2 = F_1 \delta_{i1} + F_2 \delta_{i2} + \dots + F_i \delta_{2i} + \dots + F_n \delta_{in} \end{cases} \quad (1.7)$$

где δ_{ij} - удельное перемещение точки сосредоточенной массы m_i от безразмерной единичной силы, приложенной в точке сосредоточения массы m_j .

Подстановка выражения для силы инерции $F_i = -M_i \ddot{y}_i$ в (1.7) дает следующую систему уравнений:

$$\begin{cases} y_1 + M_1 \ddot{y}_1 \delta_{11} + M_2 \ddot{y}_2 \delta_{12} + \dots + M_i \ddot{y}_i \delta_{1i} + \dots + M_n \ddot{y}_n \delta_{1n} = 0 \\ y_2 + M_1 \ddot{y}_1 \delta_{21} + M_2 \ddot{y}_2 \delta_{22} + \dots + M_i \ddot{y}_i \delta_{2i} + \dots + M_n \ddot{y}_n \delta_{2n} = 0 \\ \dots \\ y_n + M_1 \ddot{y}_1 \delta_{n1} + M_2 \ddot{y}_2 \delta_{n2} + \dots + M_i \ddot{y}_i \delta_{ni} + \dots + M_n \ddot{y}_n \delta_{nn} = 0 \end{cases} \quad (1.8)$$

Решение (1.8) может быть представлено в следующей форме:

$$y_i = a_i \sin(\omega t + \beta). \quad (1.9)$$

Математические преобразования (1.8) с учетом (1.9) позволяют получить систему уравнений амплитуд:

$$\begin{cases} (M_1 \delta_{11} - \frac{1}{\omega^2}) a_1 + M_2 \delta_{12} a_2 + \dots + M_n \delta_{1n} a_n = 0 \\ M_1 \delta_{21} a_1 + (M_2 \delta_{22} - \frac{1}{\omega^2}) a_2 + \dots + M_n \delta_{2n} a_n = 0, \\ \dots \\ M_1 \delta_{n1} a_1 + M_2 \delta_{n2} a_2 + \dots + (M_n \delta_{nn} - \frac{1}{\omega^2}) a_n = 0 \end{cases} \quad (1.10)$$

где a_i – амплитуда колебаний i -ой массы; ω – круговая частота собственных колебаний.

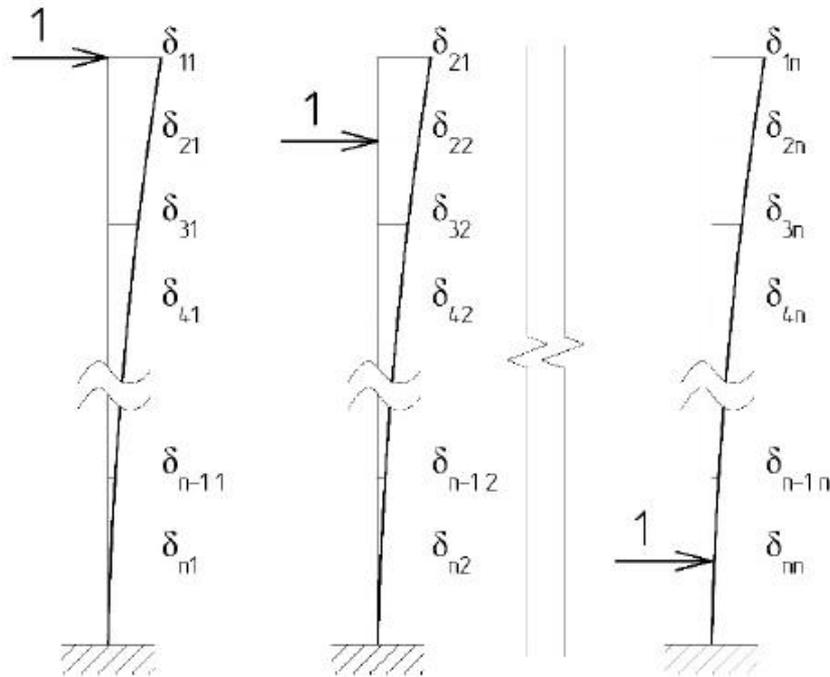


Рис. 1.3. Схема к определению удельных перемещений точек сосредоточения масс (1 – безразмерное единичное усилие, приложенное в точке сосредоточения j -ой массы)

Система уравнений (1.10) имеет решение в двух случаях:

1) $a_1 = a_2 = \dots = a_n = 0$ – нулевое решение, которому соответствует отсутствие колебаний, нахождение системы в положении равновесия;

2) Нетривиальное решение возможно в случае, когда определитель матрицы коэффициентов равен 0:

$$\begin{vmatrix} \delta_{11}M_1 - \frac{1}{\omega^2} & M_2\delta_{12} & \dots & M_n\delta_{1n} \\ M_1\delta_{21} & \delta_{22}M_2 - \frac{1}{\omega^2} & \dots & M_n\delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ M_1\delta_{n1} & M_2\delta_{n2} & \dots & \delta_{nn}M_n - \frac{1}{\omega^2} \end{vmatrix} = 0. \quad (1.11)$$

Раскрытие (1.11) позволяет получить многочлен n -ой степени:

$$b_0\lambda^n + b_1\lambda^{n-1} + \dots + b_n\lambda^0 = 0, \quad (1.12)$$

где λ – собственное число матрицы:

$$\lambda = \frac{1}{\omega^2}. \quad (1.13)$$

Данный многочлен имеет n корней – n различных частот собственных колебаний. Частоты, расположенные в порядке возрастания, образуют спектр частот собственных колебаний. Наименьшая частота собственных колебаний соответствует форме колебаний с наименьшей потенциальной энергией деформаций системы – частота основного фона. Последующие частоты, соответствующие большим значениям потенциальной энергии деформации, называют обертонами.

1.2.2. Определение частот и форм собственных колебаний многоэтажных каркасных зданий

Многие объекты капитального строительства являются технически сложными и ответственными. Аварии на них могут приводить к негативным

последствиям, значительным по своим масштабам как с точки зрения финансовых потерь, так и в связи с возможными человеческими жертвами.

В процессе строительства и эксплуатации здания и сооружения могут испытывать динамические нагрузки различного характера, влияющие на напряженно-деформированное состояние строительных конструкций, - ветровые, крановые, взрывные, сейсмические воздействия, вибрации от оборудования, машин, движущегося транспорта и т.д. Наиболее опасными являются переменные во времени нагрузки и воздействия, приводящие к резонансным явлениям в случае достижения частот, близких к частотам собственных колебаний конструкций, что вызывает значительные повреждения или прогрессирующие разрушения. Необходимо отметить, что под влиянием динамических повторяющихся воздействий, как правило, наблюдается накопление повреждений, т.е. увеличение числа рассеянных по объему материала микроповреждений и микродефектов, которые в конечном итоге могут стать причиной аварийных ситуаций или потребовать мероприятий по реконструкции и усилению конструкций [28,20,32,64].

Для предупреждения явления резонанса, а также осуществления полноценной оценки и корректного учета действующих на здание или сооружение нагрузок необходимо производить определение динамических характеристик конструкций, таких как частоты и формы собственных колебаний, которые позволяют осуществить резонансный анализ и сопоставление параметров собственных колебаний с рабочим диапазоном колебаний внешних воздействий.

Для особо ответственных объектов, расположенных в сейсмически опасных районах, а также районах, в которых возможны штормовые ветровые воздействия, производится динамическая паспортизация на разных этапах эксплуатации: после завершения строительства и после крупных природных катаклизмов. Динамический паспорт объекта содержит в себе информацию о реальных периодах, частотах и формах собственных

колебаний отдельных конструктивных элементов и всего объекта в целом, о реакциях здания на динамические воздействия в частотном диапазоне 0,2 – 40 Гц [50,57].

Каждое здание представляет собой систему с бесконечным числом динамических степеней свободы. Каркасные здания допускается рассматривать как консольный стержень с количеством сосредоточенных масс, равным количеству этажей [10,17,18,26] (рис 1.4,а). При этом предполагается, что массы отдельных элементов рассматриваемого здания сосредоточены в уровнях перекрытий. Наиболее важными с точки зрения инженерной практики являются первая и вторая формы собственных колебаний (рис. 1.4,б, в).

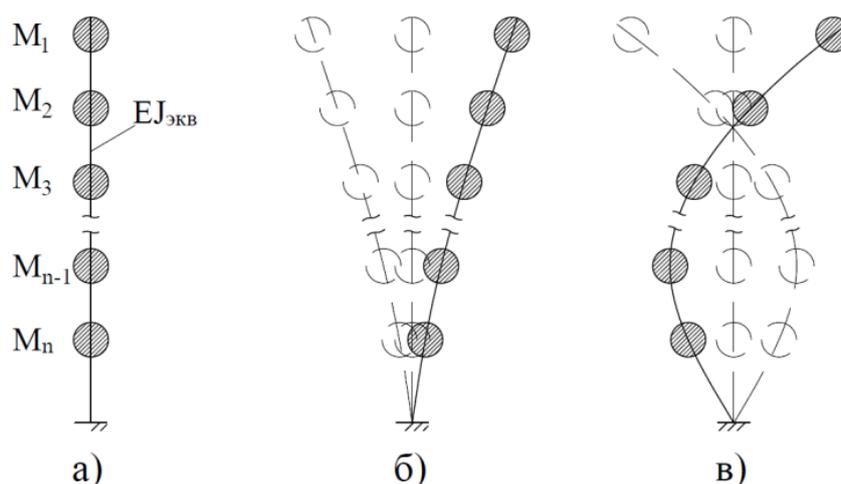


Рис. 1.4. Динамическая расчетная схема многоэтажного здания (а) и первая и вторая формы собственных колебаний (б, в)

В качестве объекта исследования рассматривалось 8-этажное проектируемое здание гостиницы в городе Елизово Камчатского края (рис. 1.5). Несущие конструкции здания представлены стальными двутавровыми колоннами №30К3, монолитными железобетонными перекрытиями и ядром жесткости. Моделирование каркаса производилось в ПК SCAD Office с применением стержневых и пластинчатых элементов (рис. 1.6).

На первом этапе расчета производится определение эквивалентной жесткости стержня. Для этого предлагается использовать условие равенства удельных перемещений точек A1 и A2 (рис. 1.6) при действии эквивалентных нагрузок.

Величину перемещения Δ_{A_1P} следует определять из статического расчета конечно-элементной модели здания. Перемещение Δ_{A_2P} определяется по формуле Мора-Максвелла [7,64]:

$$\Delta_{A_2P} = \int_0^{H_{3\partial}} \frac{M_P \overline{M}_{A_2}}{EI_{\text{экв}}} \cdot dx \quad (1.14)$$

Раскрытие интеграла (1.14) с помощью правила Верещагина дает следующее выражение:

$$\Delta_{A_2P} = \frac{1}{EI_{\text{экв}}} \cdot \frac{1}{2} \cdot P \cdot H_{3\partial} \cdot H_{3\partial} \cdot \frac{2}{3} \cdot H_{3\partial} = \frac{P \cdot H_{3\partial}^3}{3EI_{\text{экв}}}$$

Условие эквивалентности жесткостей имеет вид:

$$\Delta_{A_2P} = \Delta_{A_1P}, \quad (1.15)$$

или с учетом (1.15):

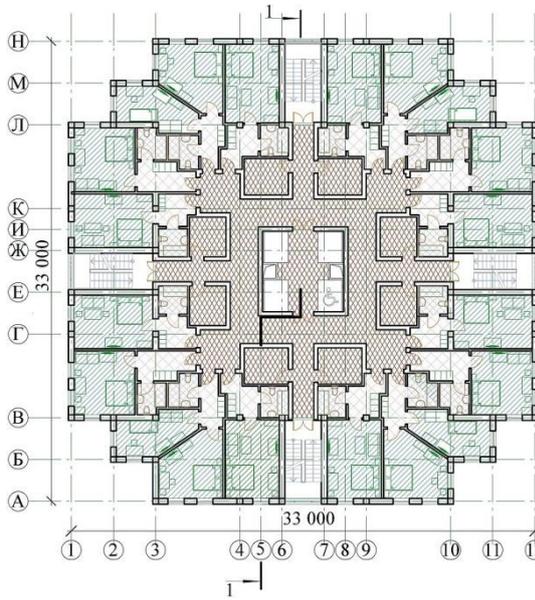
$$\Delta_{A_1P} = \frac{P \cdot H_{3\partial}^3}{3EI_{\text{экв}}}, \quad (1.16)$$

откуда:

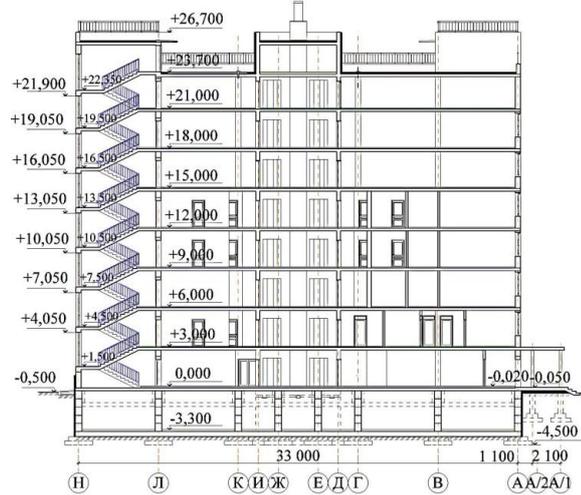
$$EI_{\text{экв}} = \frac{P \cdot H_{3\partial}^3}{3\Delta_{A_1P}}. \quad (1.17)$$



а)



б)



в)

Рис. 1.5. Проектируемое каркасное здание гостиницы в г. Елизово: фасад (а), план типового этажа (б), разрез (в)

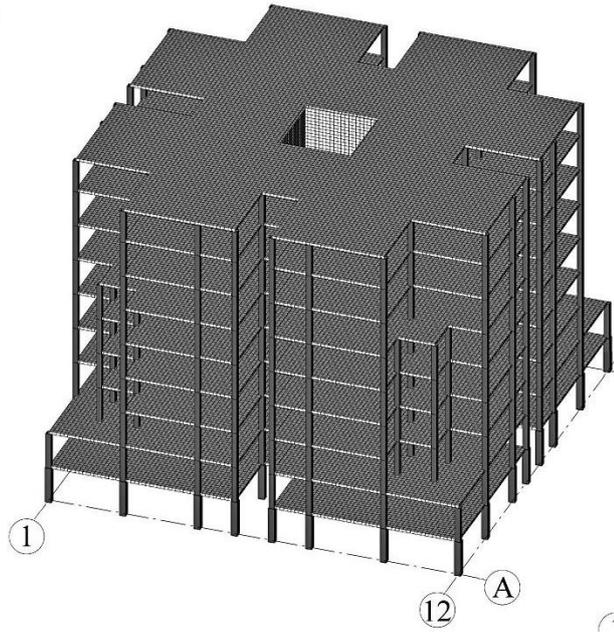


Рис. 1.6. Пространственная конечно-элементная модель гостиницы

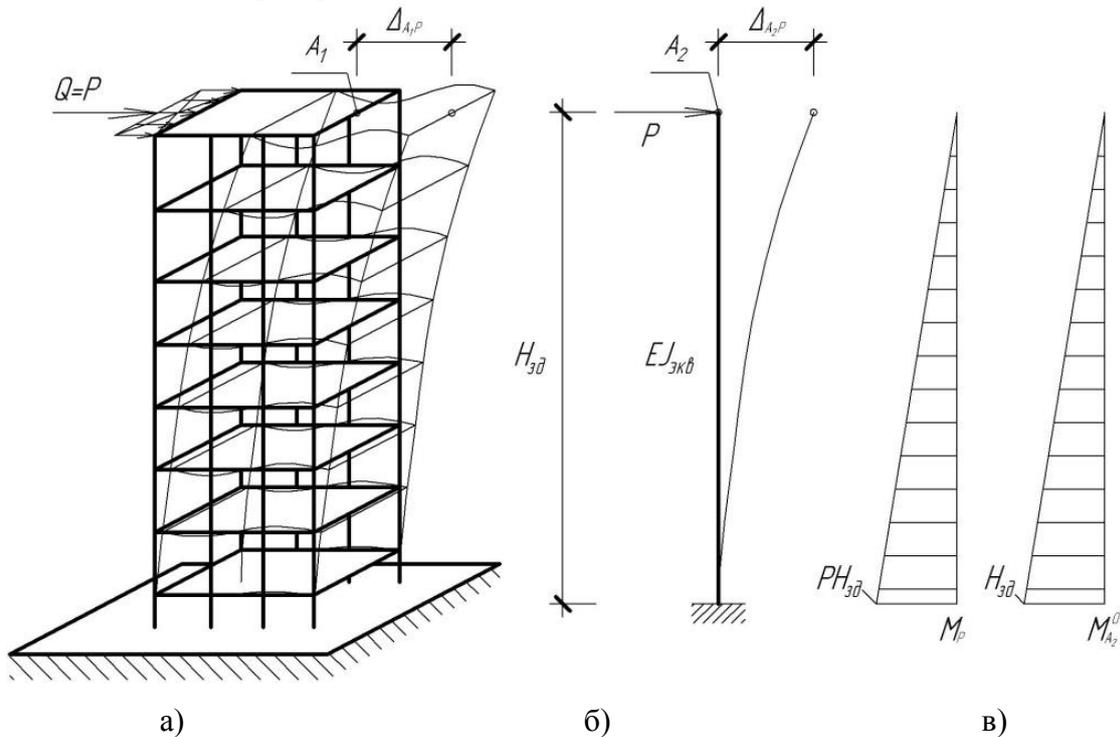


Рис. 1.7. Схема к определению эквивалентной жесткости стержня: пространственная схема каркаса (а), упрощенная схема в виде консольного стержня с эквивалентной жесткостью, соответствующей жесткости каркаса здания (б), эпюры моментов (в)

Выполняя расчет по определению эквивалентной жесткости, можно задаваться любой величиной силы P , учитывая, что величина перемещения Δ_{A_1P} всегда пропорциональна ей. Для повышения точности расчета

рекомендуется выбирать силу P таким образом, чтобы перемещение Δ_{A_1P} не было исчезающе мало.

Применительно к рассматриваемому зданию были получены горизонтальные перемещения от единичной нагрузки, приложенной к покрытию (рис. 1.8), величина эквивалентной жесткости в соответствии с (1.17) составила $9,82 \cdot 10^8$ кН \cdot м².

Для расчета частотных характеристик здания необходимо определить сосредоточенные в уровнях перекрытий массы, включающие в себя массу конструктивных элементов (колонны, диафрагмы, плиты перекрытий), а также все действующие полезные нагрузки.

Сосредоточенные массы в уровнях перекрытия от постоянных и временных нагрузок определяются выражением:

$$M_i = \frac{\sum Q_i \cdot A_i}{g}, \quad (1.19)$$

где Q_i – суммарная нагрузка на i -перекрытие; A_i – площадь i -го перекрытия; g – ускорение свободного падения.

При определении частот собственных колебаний каркасного здания, приводимого при расчете к схеме в виде консольного стержня с n сосредоточенными массами, составляется система уравнений (1.10), определитель которой (1.11) приравнивается к 0:

$$\left\{ \begin{array}{l}
\left(\delta_{11}M_1 - \frac{1}{\omega^2} \right) a_1 + \delta_{12}M_2a_2 + \delta_{13}M_3a_3 + \delta_{14}M_4a_4 + \delta_{15}M_5a_5 + \delta_{16}M_6a_6 + \delta_{17}M_7a_7 + \delta_{18}M_8a_8 = 0 \\
\delta_{21}M_1a_1 + \left(\delta_{22}M_2 - \frac{1}{\omega^2} \right) a_2 + \delta_{23}M_3a_3 + \delta_{24}M_4a_4 + \delta_{25}M_5a_5 + \delta_{26}M_6a_6 + \delta_{27}M_7a_7 + \delta_{28}M_8a_8 = 0 \\
\delta_{31}M_1a_1 + \delta_{32}M_2a_2 + \left(\delta_{33}M_3 - \frac{1}{\omega^2} \right) a_3 + \delta_{34}M_4a_4 + \delta_{35}M_5a_5 + \delta_{36}M_6a_6 + \delta_{37}M_7a_7 + \delta_{38}M_8a_8 = 0 \\
\delta_{41}M_1a_1 + \delta_{42}M_2a_2 + \delta_{43}M_3a_3 + \left(\delta_{44}M_4 - \frac{1}{\omega^2} \right) a_4 + \delta_{45}M_5a_5 + \delta_{46}M_6a_6 + \delta_{47}M_7a_7 + \delta_{48}M_8a_8 = 0 \\
\delta_{51}M_1a_1 + \delta_{52}M_2a_2 + \delta_{53}M_3a_3 + \delta_{54}M_4a_4 + \left(\delta_{55}M_5 - \frac{1}{\omega^2} \right) a_5 + \delta_{56}M_6a_6 + \delta_{57}M_7a_7 + \delta_{58}M_8a_8 = 0 \\
\delta_{61}M_1a_1 + \delta_{62}M_2a_2 + \delta_{63}M_3a_3 + \delta_{64}M_4a_4 + \delta_{65}M_5a_5 + \left(\delta_{66}M_6 - \frac{1}{\omega^2} \right) a_6 + \delta_{67}M_7a_7 + \delta_{68}M_8a_8 = 0 \\
\delta_{71}M_1a_1 + \delta_{72}M_2a_2 + \delta_{73}M_3a_3 + \delta_{74}M_4a_4 + \delta_{75}M_5a_5 + \delta_{76}M_6a_6 + \left(\delta_{77}M_7 - \frac{1}{\omega^2} \right) a_7 + \delta_{78}M_8a_8 = 0 \\
\delta_{81}M_1a_1 + \delta_{82}M_2a_2 + \delta_{83}M_3a_3 + \delta_{84}M_4a_4 + \delta_{85}M_5a_5 + \delta_{86}M_6a_6 + \delta_{87}M_7a_7 + \left(\delta_{88}M_8 - \frac{1}{\omega^2} \right) a_8 = 0
\end{array} \right. ; \quad (1.20)$$

$$\left| \begin{array}{cccccccc}
\delta_{11}M_1 - \frac{1}{\omega^2} & \delta_{12}M_2 & \delta_{13}M_3 & \delta_{14}M_4 & \delta_{15}M_5 & \delta_{16}M_6 & \delta_{17}M_7 & \delta_{18}M_8 \\
\delta_{21}M_1 & \delta_{22}M_2 - \frac{1}{\omega^2} & \delta_{23}M_3 & \delta_{24}M_4 & \delta_{25}M_5 & \delta_{26}M_6 & \delta_{27}M_7 & \delta_{28}M_8 \\
\delta_{31}M_1 & \delta_{32}M_2 & \delta_{33}M_3 - \frac{1}{\omega^2} & \delta_{34}M_4 & \delta_{35}M_5 & \delta_{36}M_6 & \delta_{37}M_7 & \delta_{38}M_8 \\
\delta_{41}M_1 & \delta_{42}M_2 & \delta_{43}M_3 & \delta_{44}M_4 - \frac{1}{\omega^2} & \delta_{45}M_5 & \delta_{46}M_6 & \delta_{47}M_7 & \delta_{48}M_8 \\
\delta_{51}M_1 & \delta_{52}M_2 & \delta_{53}M_3 & \delta_{54}M_4 & \delta_{55}M_5 - \frac{1}{\omega^2} & \delta_{56}M_6 & \delta_{57}M_7 & \delta_{58}M_8 \\
\delta_{61}M_1 & \delta_{62}M_2 & \delta_{63}M_3 & \delta_{64}M_4 & \delta_{65}M_5 & \delta_{66}M_6 - \frac{1}{\omega^2} & \delta_{67}M_7 & \delta_{68}M_8 \\
\delta_{71}M_1 & \delta_{72}M_2 & \delta_{73}M_3 & \delta_{74}M_4 & \delta_{75}M_5 & \delta_{76}M_6 & \delta_{77}M_7 - \frac{1}{\omega^2} & \delta_{78}M_8 \\
\delta_{81}M_1 & \delta_{82}M_2 & \delta_{83}M_3 & \delta_{84}M_4 & \delta_{85}M_5 & \delta_{86}M_6 & \delta_{87}M_7 & \delta_{88}M_8 - \frac{1}{\omega^2}
\end{array} \right| = 0. \quad (1.21)$$

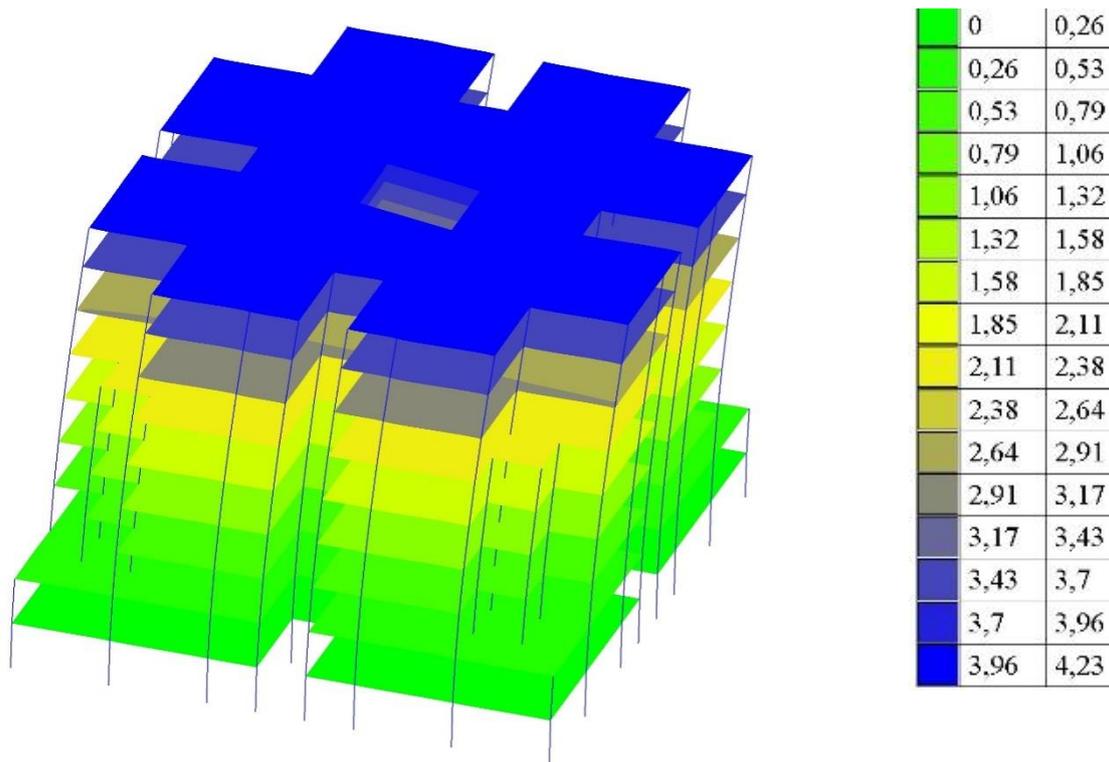


Рис. 1.8. Горизонтальные перемещения от единичной нагрузки на покрытие

Результаты определения удельных перемещений δ_{ij} приведены на рис. 1.9.

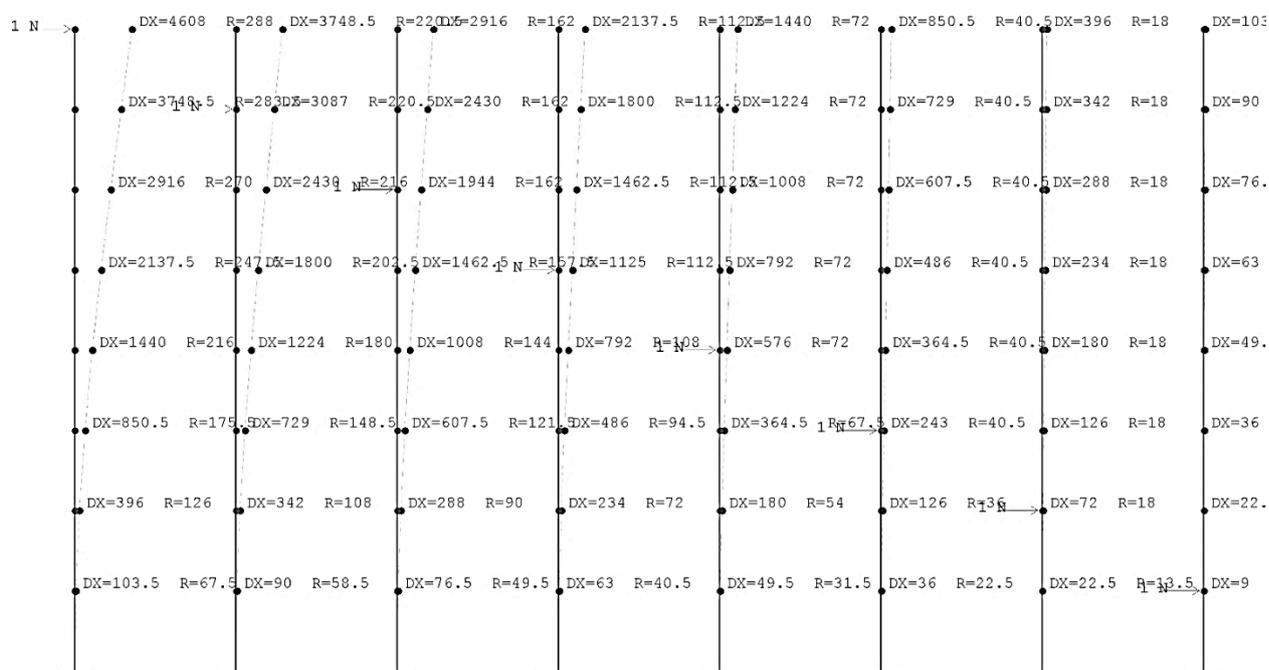


Рис. 1.9. Удельные перемещения точек, необходимые для раскрытия определителя матрицы (1.21)

В результате раскрытия определителя (1.21) были получены значения

первой и второй частот собственных колебаний: $\omega_1 = 15,868 \text{ c}^{-1}$, $\omega_2 = 92,130 \text{ c}^{-1}$.

Деление всех величин, входящих в уравнения (1.20), на значение амплитуды a_l , позволяет ввести параметр следующего вида:

$$\varphi_{ik} = \frac{a_{ik}}{a_{1k}}, \quad (1.22)$$

где i – номер массы M_i ; k – номер формы собственных колебаний.

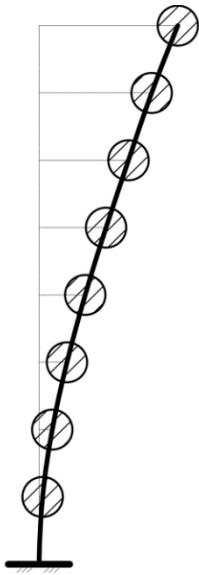
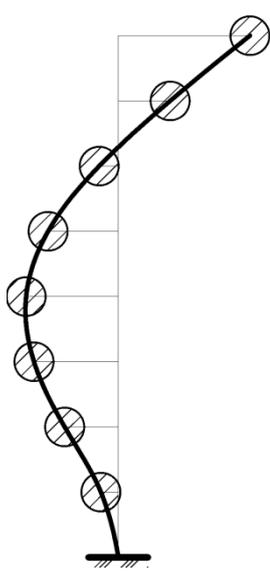
В итоге система уравнений (1.20) будет иметь 8 уравнений с семью неизвестными:

$$\begin{cases} (\delta_{11}M_1 - \frac{1}{\omega^2})\varphi_{1k} + \delta_{12}M_2\varphi_{2k} + \dots + \delta_{18}M_8\varphi_{8k} = 0 \\ \delta_{21}M_1\varphi_{1k} + (\delta_{22}M_2 - \frac{1}{\omega^2})\varphi_{2k} + \dots + \delta_{28}M_8\varphi_{8k} = 0 \\ \dots \\ \delta_{81}M_1\varphi_{1k} + \delta_{82}M_2\varphi_{2k} + \dots + (\delta_{88}M_8 - \frac{1}{\omega^2})\varphi_{8k} = 0 \end{cases} \quad (1.23)$$

Решение (1.23) позволяет определить величины φ_{ik} , необходимые для построения k -ой формы собственных колебаний (табл. 1.1).

Таблица 1.1

Формы собственных колебаний 8-этажного каркасного здания

I форма собственных колебаний			II форма собственных колебаний		
ω_1 , рад/сек	f_1 , сек ⁻¹	T_1 , сек	ω_1 , рад/сек	f_1 , сек ⁻¹	T_1 , сек
15,868	2,5256	0,39595	92,1204	14,663	0,0682
$\varphi_{11} = 1$			$\varphi_{12} = 1$		
$\varphi_{21} = 0,827$			$\varphi_{22} = 0,394$		
$\varphi_{31} = 0,657$			$\varphi_{32} = -0,145$		
$\varphi_{41} = 0,492$			$\varphi_{42} = -0,533$		
$\varphi_{51} = 0,339$			$\varphi_{52} = -0,7$		
$\varphi_{61} = 0,205$			$\varphi_{62} = -0,64$		
$\varphi_{71} = 0,0682$			$\varphi_{72} = -0,407$		
$\varphi_{81} = 1$					

1.2.3. Определение первой частоты собственных колебаний зданий с учетом упругого основания

Для многоэтажных каркасных зданий было отмечено, что массы, входящие в систему, сосредоточены в уровнях перекрытия, и здание допускается рассматривать как консольный стержень с количеством сосредоточенных масс, равным числу этажей здания и жесткостью, эквивалентной жесткости всего здания.

Если не учитывать при расчетах упругое основание, здание приводится к расчетной схеме консольного сдвигового стержня с жесткой заделкой (рис. 1.10,а). Примеры возможных форм колебаний показаны на рис. 1.10 (б, в, г). При этом наиболее вероятная форма колебания, соответствующая первой (наименьшей) собственной частоте, показана на рис. 1.10,а.

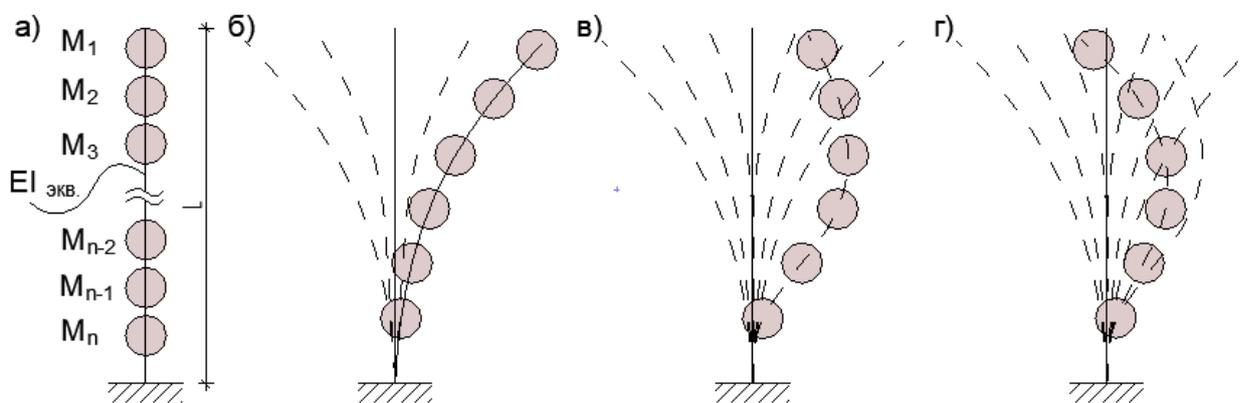


Рис. 1.10. Динамическая изгибная расчетная схема многоэтажного здания (а) и некоторые формы изгибных колебаний (б-г)

Рассмотренный вариант с жесткой заделкой в целом соответствует реальной конструктивной схеме сопряжения колонн с фундаментами, но при этом игнорирует их возможные перемещения в вертикальном направлении в результате упругих осадок. Неравномерное смещение опорных связей вызывает дополнительные усилия в элементах статически

неопределимых систем, которые необходимо учитывать при проектировании зданий и сооружений. [9,13,59]

При однородных свойствах грунтового основания по всей площадке фундамента и количественная разница величин осадок здания в различных точках невелика, вертикальные перемещения не оказывают значительного влияния на напряженно-деформированное состояние несущих элементов надземной части здания.

Более точная расчетная схема имеет вид, который представлен на рис. 1.11, а. В таком варианте предполагается, что пружины, характеризующие упругое основание, располагаются бесконечно близко друг к другу, а их суммарная жесткость отнесена к погонной длине для плоской задачи и к погонной площади для пространственной задачи.

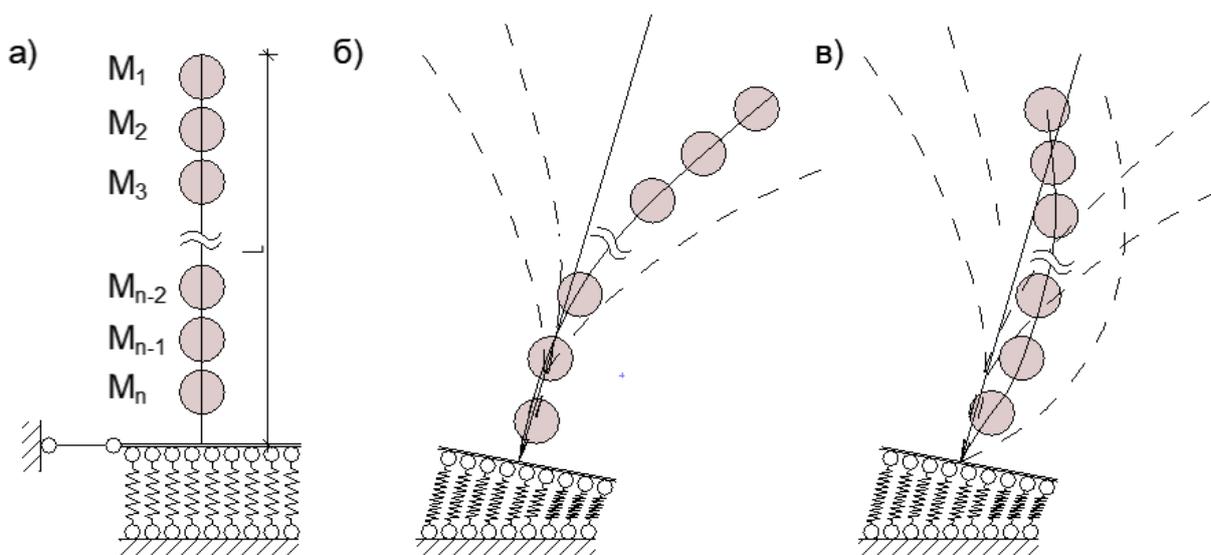


Рис. 1.11. Динамическая расчетная схема многоэтажного здания с упругом основании на поступательные колебания (а) и некоторые формы колебаний (б и в).

1.2.4. Определение частот и форм собственных колебаний конструкций большепролетных зданий и сооружений, сравнение динамических расчетных моделей

В последние годы в связи с проведением различных международных мероприятий в России было сдано в эксплуатацию большое количество

уникальных спортивных сооружений, которые согласно нормативной документации имеют повышенный уровень ответственности. Корректный учет различных воздействий на данные объекты обеспечивает их безопасную эксплуатацию. Однако определение частот и форм собственных колебаний остается трудной задачей, требующей значительного числа вычислительных операций. Разработка инженерных методов, упрощающих данные расчеты, является актуальной задачей в сфере строительства.

В рамках исследований рассматривалось проектируемое уникальное здание велодрома на 4000 зрителей (рис. 1.12). Конструкция покрытия данного объекта состоит из двух наклонных металлических пространственных решетчатых арок параболического очертания, между которыми монтируются большепролетные криволинейные фермы, формирующие седловидное покрытие. Габаритные размеры здания: 158x152 м.

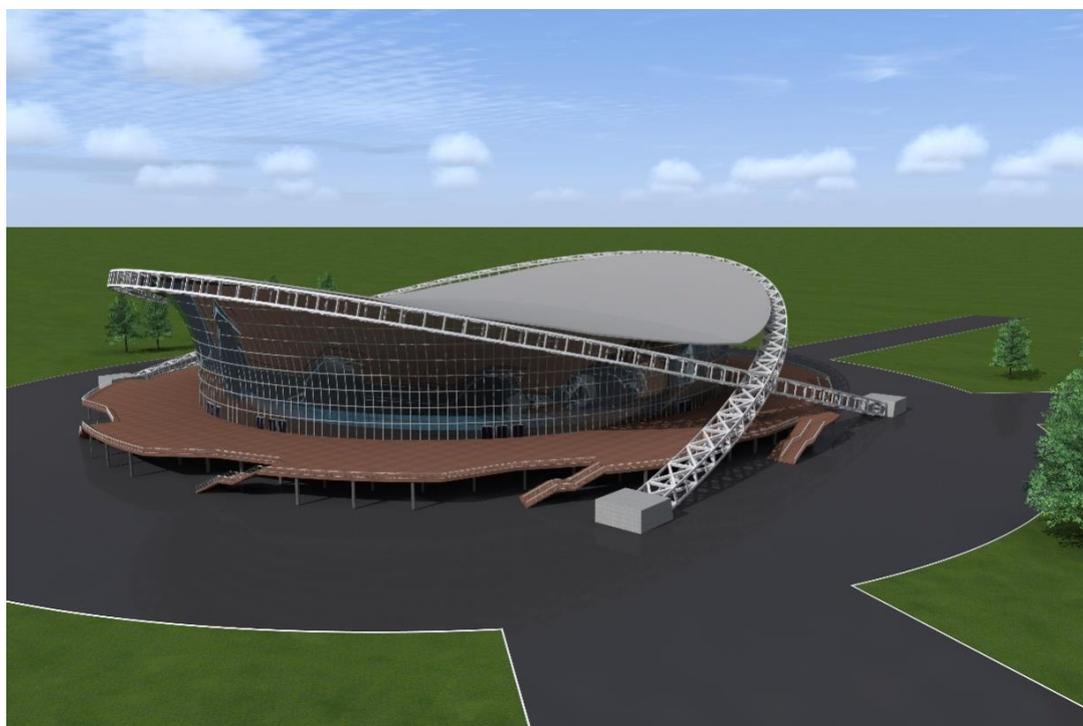


Рис.1.12. Проектируемое здание велодрома

В монографии рассмотрена одна из конструкций проектируемого здания - стальная ферма пролетом 141 м (рис. 1.13).

Для проектируемого здания велодрома осуществлялось определение частот и форм собственных колебаний фермы покрытия с применением двух видов расчетных схем:

- точная схема с сосредоточением масс в каждый узел верхнего пояса фермы (23 степени свободы) (рис. 1.14,а);
- упрощенная схема с сосредоточением масс через 2 узла верхнего пояса (8 степеней свободы) (рис. 1.15,б).

При этом анализировалось 2 распределения масс – с учетом снеговой нагрузки для холодного времени года и без учета для теплого времени года.

Собственные колебания системы с n степенями свободы описываются системой уравнений (1.10).

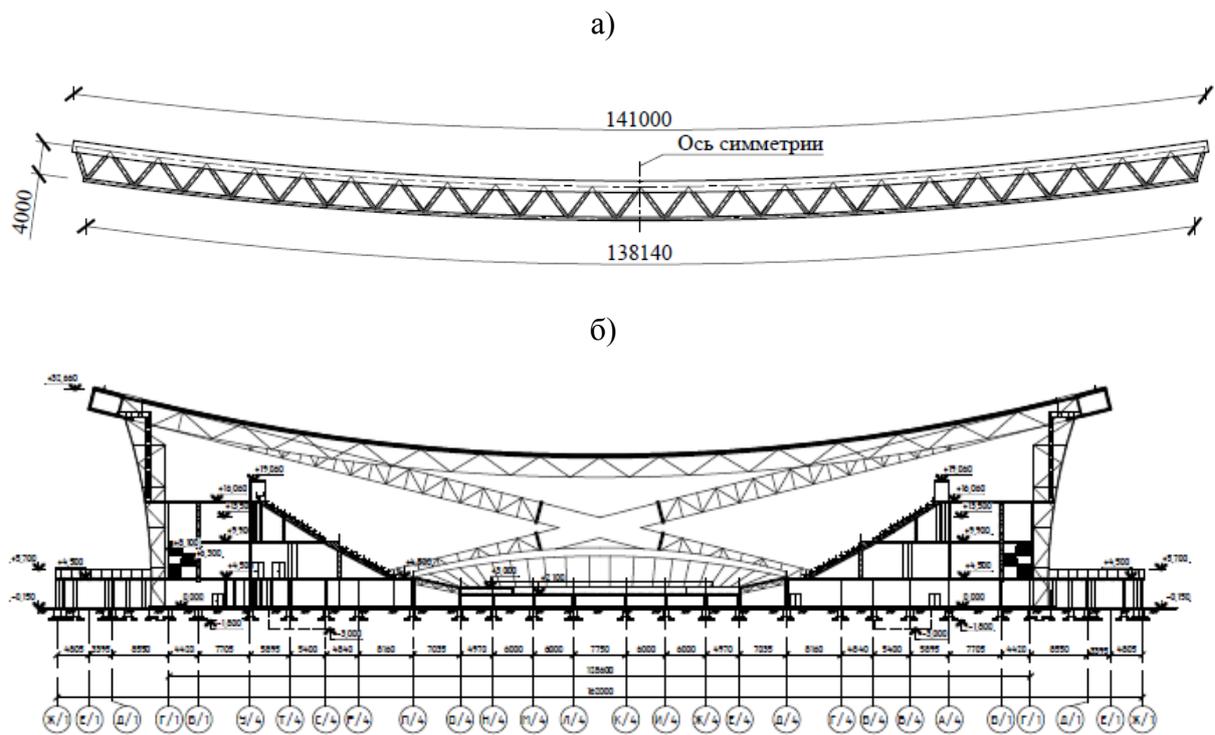


Рис. 1.13. Исследуемая ферма: а – геометрическая форма и размеры фермы; б – расположение большепролетной фермы в конструктивной схеме здания

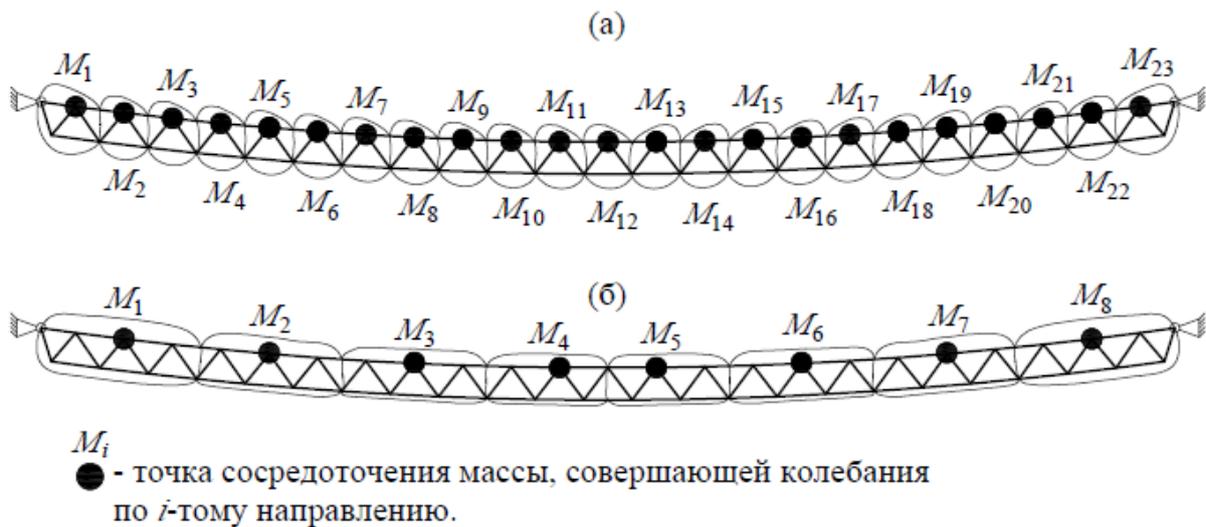


Рис 1.14. Схема фермы с приложенными массами: а – точная схема с 23 массами; б – упрощенная схема с 8 массами

На рис. 1.15 показана схема определения удельных перемещений δ_{ij} , входящих в систему уравнений (1.10).

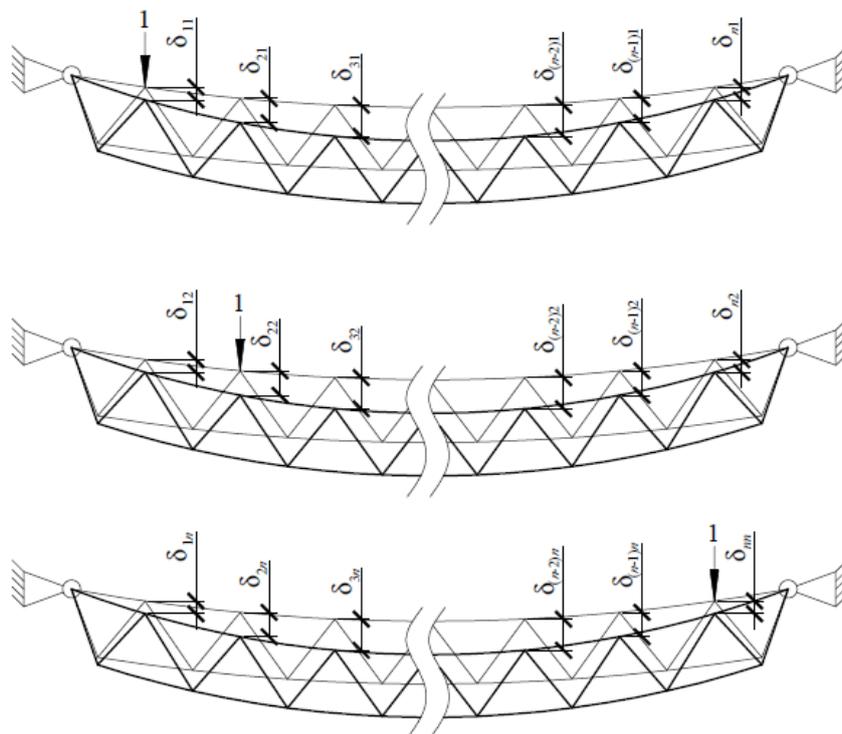


Рис. 1.15. Схема к определению удельных перемещения точек сосредоточения

В соответствии с методикой, описанной в разделе 1.2.2, после раскрытия определителя (1.11) были получены значения трех собственных частот и построены соответствующие им формы колебаний (рис. 1.16).

Результаты расчетов частот и форм собственных колебаний и их сравнение для двух типов расчетных схем, приведены в табл.1.2.

Для инженерной оценки первой частоты собственных колебаний, имеющей наиболее важное прикладное значение, может быть предложен метод эквивалентной массы, когда система с n степенями свободы заменяется одномассовой системой (рис. 1.17). Основная трудность при этом возникает при определении эквивалентной массы $M_{эkv}$.

По определенному выше описанным способом численному значению первой частоты может быть проведена оценка значения эквивалентной массы.

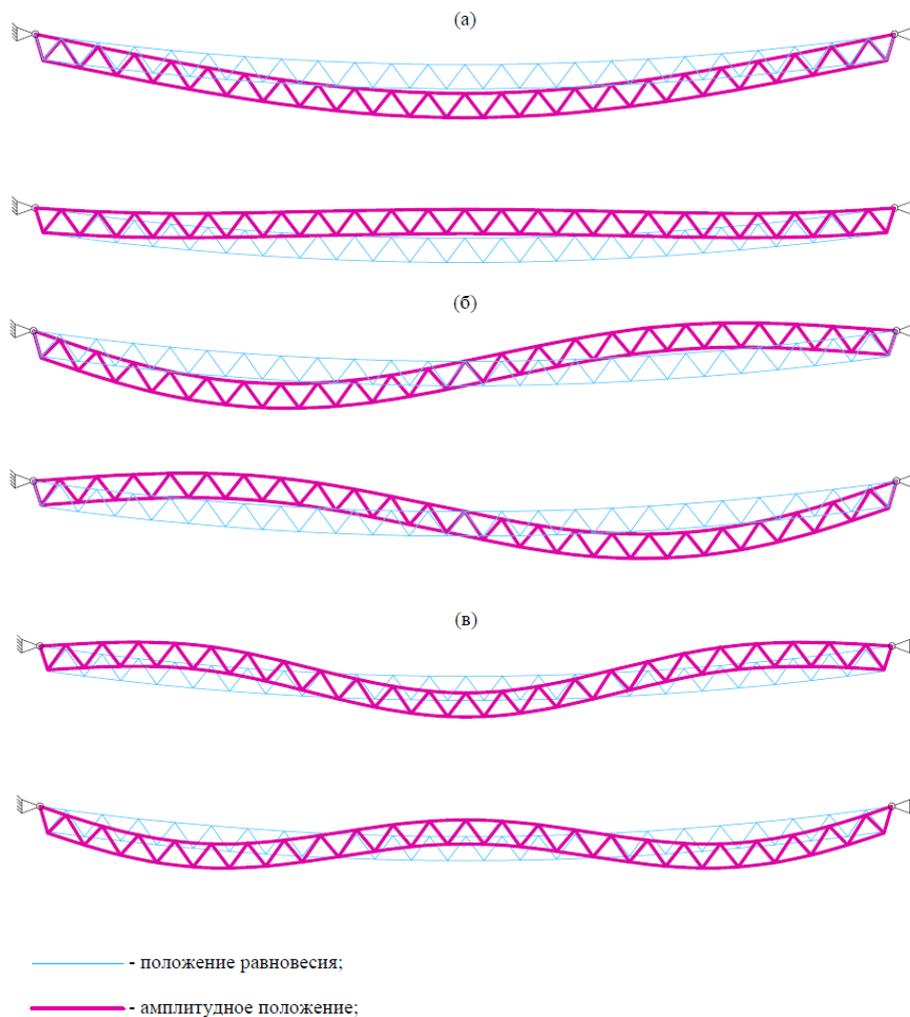
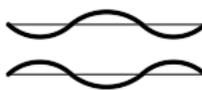


Рис. 1.16. Формы колебаний стальной большепролетной фермы

Результаты определения частот и форм собственных колебаний

Пар-р	Сочетание 1	упрощенная схема точная схема		(погрешность)
	Iформа собственных колебаний	IIформа собственных колебаний	IIIформа собственных колебаний	
ω (рад/с)	$\frac{7,8105}{7,8304}$ (<0,5%)	$\frac{10,6041}{10,5562}$ (<0,5%)	$\frac{22,5651}{22,9483}$ (1,7%)	
f (Гц)	$\frac{1,243}{1,246}$ (<0,5%)	$\frac{1,688}{1,680}$ (<0,5%)	$\frac{3,591}{3,652}$ (1,7%)	
T (с)	$\frac{0,804}{0,802}$ (<0,5%)	$\frac{0,593}{0,595}$ (<0,5%)	$\frac{0,278}{0,274}$ (1,4%)	
Форма				
Пар-р	Сочетание 2	упрощенная схема точная схема		(погрешность)
	Iформа собственных колебаний	IIформа собственных колебаний	IIIформа собственных колебаний	
ω (рад/с)	$\frac{4,4209}{4,4322}$ (1,1%)	$\frac{6,0022}{5,9751}$ (<0,5%)	$\frac{12,7725}{12,9894}$ (1,7%)	
f (Гц)	$\frac{0,704}{0,705}$ (<0,5%)	$\frac{0,955}{0,951}$ (<0,5%)	$\frac{2,033}{2,067}$ (1,6%)	
T (с)	$\frac{1,421}{1,418}$ (<0,5%)	$\frac{1,047}{1,052}$ (<0,5%)	$\frac{0,492}{0,484}$ (1,6%)	
Форма				
Принятые обозначения: ω – круговая частота собственных колебаний; f – частота собственных колебаний; T – период собственных колебаний.				



$M_{\text{экв}}$

- - точка сосредоточения эквивалентной массы, совершающей колебания по i -тому направлению.

Рис. 1.17. Приведение расчетной схемы фермы к одномассовой системе

Для системы с одной степенью свободы круговая частота собственных колебаний определяется по следующей формуле:

$$\omega = \sqrt{\frac{1}{\delta_{11} M_{\text{ЭКВ}}}}, \quad (1.24)$$

откуда величина эквивалентной массы:

$$M_{\text{ЭКВ}} = \frac{1}{\omega^2 \delta_{11}}. \quad (1.25)$$

По определенным ранее значениям первых частот при первом и втором сочетании масс (7,8105 и 4,4209 рад/с соответственно) были найдены эквивалентные массы для каждого случая:

$$M_{\text{ЭКВ}}^I = 0,4090 M_{\Sigma}^I, \quad (1.26)$$

$$M_{\text{ЭКВ}}^{II} = 0,4089 M_{\Sigma}^{II}, \quad (1.27)$$

где M_{Σ}^I , M_{Σ}^{II} - сумма всех масс, сосредоточенных в узлах фермы, при первом и втором сочетаниях, соответственно.

Таким образом, для оценки первой собственной частоты изучаемой конструкции при любом равномерном распределении масс может быть использована формула:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{1}{\delta_{11} 0.41 M_{\Sigma}}}, \quad (1.28)$$

где ω_1 - первая собственная частота системы; M_{Σ} - сумма всех масс, сосредоточенных в узлах фермы, при изучаемом сочетании.

В результате проведенного расчета параметров собственных колебаний для двух сочетаний нагрузок по различным схемам были получены результаты, которые имеют малое расхождение (не более 2%). Это позволяет говорить о пригодности к использованию при проведении динамических расчетов и резонансного анализа упрощенной расчетной схемы, работа с которой является значительно менее трудоемкой, чем с точной схемой.

Полученная формула оценки первой собственной частоты конструкции является более удобной для практических инженерных расчетов, чем системы уравнений с большим числом неизвестных, а также универсальна для различных видов нагрузок.

1.3. Вынужденные колебания механических систем

Вынужденные колебания – это колебания, происходящие под действием внешней циклически действующей силы. Вынужденные колебания в отличие от свободных могут происходить с любой частотой, их частота совпадает с частотой внешней силы, действующей на колебательную систему, т.е. определяется не свойствами самой системы, а частотой внешнего воздействия.

Зависимость амплитуды вынужденных колебаний от частоты вынуждающей силы приводит к тому, что при некоторой определенной для данной системы частоте амплитуда колебаний достигает максимального значения, называемого резонансной частотой. [52].

Резонанс – это явление резкого возрастания амплитуды вынужденных колебаний при приближении частоты вынуждающей силы к собственной частоте колебательной системы.

Резонансная частота определяется из условия максимума для амплитуды вынужденных колебаний [16,17]:

$$w_{\text{рез}} = \sqrt{w_0^2 - 2\delta^2}, \quad (1.29)$$

где w_0 – частота собственных колебаний; δ – коэффициент затухания колебаний.

При отсутствии сопротивления среды амплитуда колебаний при резонансе могла бы обратиться в бесконечность; резонансная частота при тех же условиях ($\delta = 0$) совпадает с собственной частотой колебаний.

Зависимость амплитуды вынужденных колебаний от частоты

вынуждающей силы можно представить графически (рис 1.18). Отдельные кривые соответствуют различным значениям δ . Чем меньше δ , тем выше и правее лежит максимум данной кривой. При очень большом затухании $2\delta^2 > \omega_0^2$ резонанс не наблюдается – с увеличением частоты амплитуда вынужденных колебаний монотонно убывает.

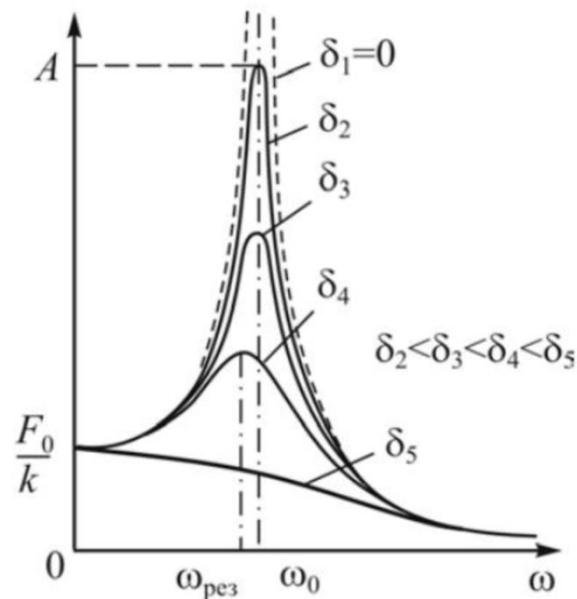


Рис. 1.18. Резонансные кривые

Совокупность представленных графиков, соответствующих различным значениям δ , называется резонансными кривыми.

ГЛАВА 2. ВЕТРОВЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЙ И ОСОБЕННОСТИ ИХ УЧЕТА ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ УНИКАЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ

2.1. Основные положения расчета ветровых нагрузок согласно действующим нормативным документам

Для зданий и сооружений необходимо учитывать следующие воздействия ветра [14,40,51]:

- основной тип ветровой нагрузки (в дальнейшем - "основная ветровая нагрузка");
- пиковые значения ветровой нагрузки, действующие на конструктивные элементы ограждения и элементы их крепления (в дальнейшем - "пиковая ветровая нагрузка");
- резонансное вихревое возбуждение;
- аэродинамически неустойчивые колебания типа галопирования, дивергенции и флаттера.

Основной тип ветровой нагрузки и пиковые воздействия связаны с непосредственным действием на здания и сооружения максимальных для места строительства ураганных ветров и должны учитываться при проектировании всех сооружений. Резонансное вихревое возбуждение и аэродинамически неустойчивые колебания рассматриваются в расчетах сплошностенчатых сооружений. В целом при проектировании необходимо принимать конструктивные решения, которые исключают возбуждение аэродинамически неустойчивых колебаний.

Согласно СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия», для определения ветровой нагрузки на здания или сооружения необходимо использовать формулу [51]:

$$w = w_m + w_p, \quad (2.1)$$

где w_m – средняя составляющая ветровой нагрузки; w_p – пульсационная составляющая ветровой нагрузки.

Значение средней составляющей ветровой нагрузки не зависит от упругих или динамических свойств изучаемого сооружения. Для ее определения достаточно знать форму сооружения, тип местности, в которой оно расположено, а также высоту рассматриваемой точки над уровнем поверхности земли.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли определяется по формуле [51]:

$$w_m = w_0 k(z_e) c, \quad (2.2)$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления, зависящее от ветрового района; $k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e ; c – аэродинамический коэффициент.

Для наиболее распространенных геометрических форм зданий аэродинамические коэффициенты приводятся в [51] и справочной литературе [6].

Расчет пульсационной составляющей ветрового давления требует предварительного определения частот собственных колебаний. В зависимости от их значений вычисление величины w_p на эквивалентной высоте z_e производится следующим образом:

а) для сооружений, у которых первая частота собственных колебаний ω_1 , Гц, больше предельного значения собственной частоты колебаний f_{lim} , по формуле [51]:

$$w_p = w_m \zeta(z_e) \nu, \quad (2.3)$$

где $\zeta(z_e)$ – коэффициент пульсации давления ветра; ν – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра, определяемый

для расчетной поверхности сооружения или отдельной конструкции;
 f_{lim} – предельное значение величины собственных колебаний здания.

б) для всех сооружений, у которых $\omega_1 < f_{lim} < \omega_2$, по формуле:

$$w_p = w_m \xi \zeta(z_e) v, \quad (2.4)$$

где ω_2 - вторая собственная частота; ξ - коэффициент динамичности.

в) для сооружений, у которых вторая собственная частота меньше предельной, динамический расчет производится с учетом s первых форм собственных колебаний, определяемых из условия:

$$\omega_s < f_{lim} < \omega_{s+1}, \quad (2.5)$$

г) при расчете зданий допускается учитывать динамическую реакцию по трем низшим собственным формам колебаний (двум изгибным и одной крутильной или смешанным крутильно-изгибным).

2.2. Результаты экспериментальных исследований распределения ветровой нагрузки на поверхность большепролетного здания

Для большинства уникальных зданий и сооружений в силу особенностей их архитектуры существующие стандартные методики расчета ветровых нагрузок не подлежат использованию в ходе проектирования, поскольку с их применением трудно учесть интерференцию аэродинамических потоков вблизи поверхности сложной кривизны. При этом корректный учет внешних нагрузок на сооружение является одним из важнейших этапов проектирования, поскольку не только прогнозирует прочность и долговечность проектируемых конструкций, но и позволяет обеспечить безопасность людей.

Проектирование большепролетных сооружений, имеющих уникальные с точки зрения аэродинамики архитектурные формы, является сложной инженерной задачей в части учета ветровых нагрузок и аэродинамического воздействия. Для объектов, отличных от рассматриваемых в нормативных документах, предусматривается

получение параметров взаимодействия с ветровым потоком по результатам модельного аэродинамического эксперимента [51].

Моделирование в аэродинамической трубе широко применяется на практике и позволяет получать надежные данные для проектирования. При этом аэродинамический эксперимент с моделью здания имеет некоторые преимущества перед численным моделированием. В частности, для построения корректной численной модели здания и окружающего его пространства требуется использовать не менее 10^7 - 10^8 единиц контрольных объемов, что обуславливает необходимость использования мощного вычислительного оборудования. С другой стороны, численный эксперимент позволяет выполнять детальное исследование структуры аэродинамического течения. Таким образом, наиболее полные данные для проектирования могут быть получены путем параллельного использования различных методов исследований и верификации полученных результатов. [11,36,41,44]

В качестве объекта аэродинамического исследования был принят макет проектируемого здания крытого велодрома, рассматриваемого в главе 1. Анализ отечественных и зарубежных нормативных документов, а также справочной литературы показал отсутствие схожих запроектированных и реализованных на практике объектов и каких-либо данных о распределении ветровых нагрузок на подобные криволинейные поверхности [19,46,48,56].

Для выполнения моделирования в аэродинамической трубе был изготовлен макет здания в масштабе 1:300 [41], внутренняя полая область которого для обеспечения жесткости и прочности заполнялась быстротвердеющим пенным материалом. Для измерения давления в характерных точках одной из четвертей седловидного покрытия ввиду его симметрии относительно главных осей была выполнена система дренажей из десяти воздухоотводящих трубок (рис. 2.1).

Физическое моделирование выполнялось в аэродинамической трубе лаборатории кафедры «Отопление и вентиляция» ННГАСУ (рис 2.2; 2.3). Исследуемая модель здания помещалась в рабочую зону аэродинамической установки, где создавался равномерный поток воздуха со средней скоростью 14,4 м/с. Измерение скорости ветрового потока производилось чашечным анемометром МС-13 У1.1 ГОСТ 6376-74, статического давления на поверхности модели здания в характерных точках – микроманометром ММН-240(5)-1,0ТУ 25-01-816-79 для нескольких направлений ветрового потока (рис. 2.1).

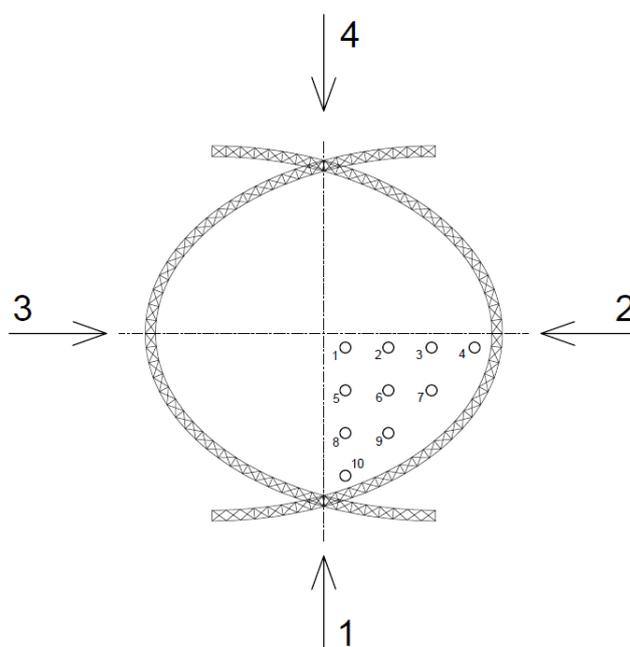


Рис. 2.1. Схема размещения дренирующих трубок на покрытии макета с указанием направлений ветровых потоков, принятых при моделировании

Показатели микроманометра были использованы для вычисления значений аэродинамических коэффициентов:

$$c_e = p_{\text{пов}} / p_0 \quad (2.6)$$

где $p_{\text{пов}}$ – давление, измеренное в изучаемой точке поверхности; p_0 – динамическое давление, оказываемое ветровым потоком на вертикальную поверхность.

Ветровая нагрузка с учетом экспериментально установленного аэродинамического коэффициента определялась по формуле (2.2).

Полученные в ходе моделирования данные представлены в табличной форме (табл. 2.1, 2.2). На их основе были построены изополя распределения ветровой нагрузки по поверхности покрытия (рис. 2.5) и эпюры ветровой нагрузки для некоторых сечений покрытия (рис. 2.6).

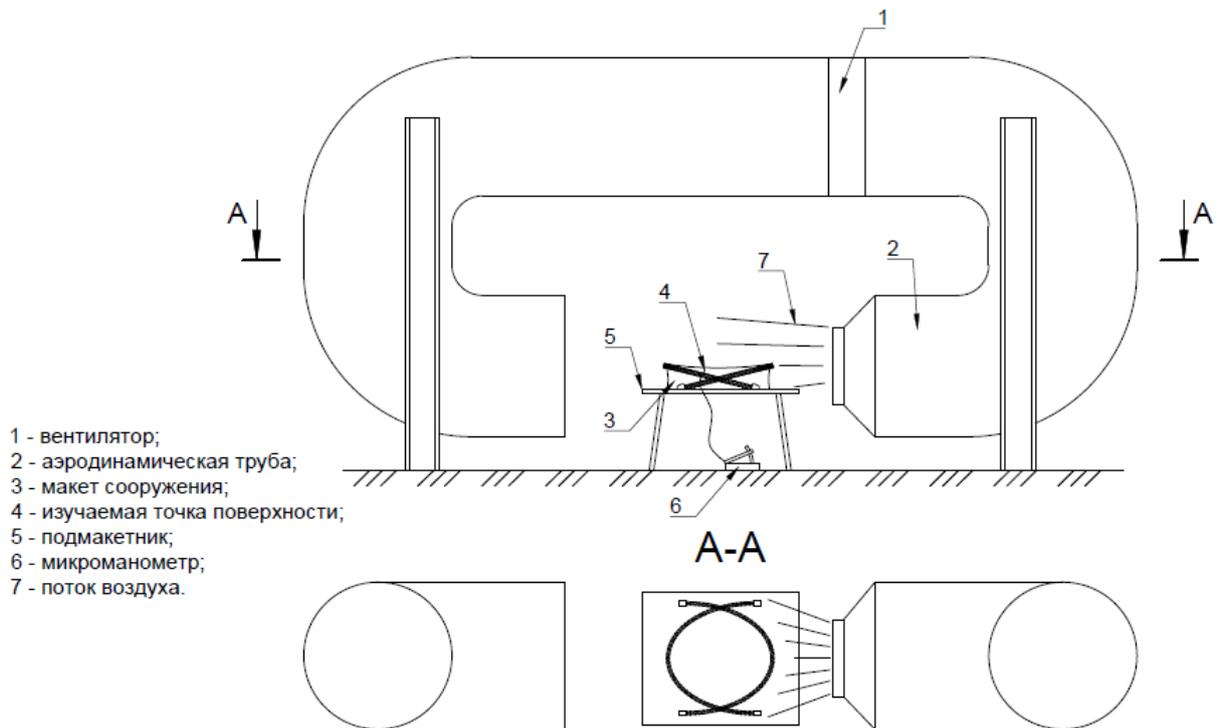


Рис. 2.2. Схема экспериментальной установки

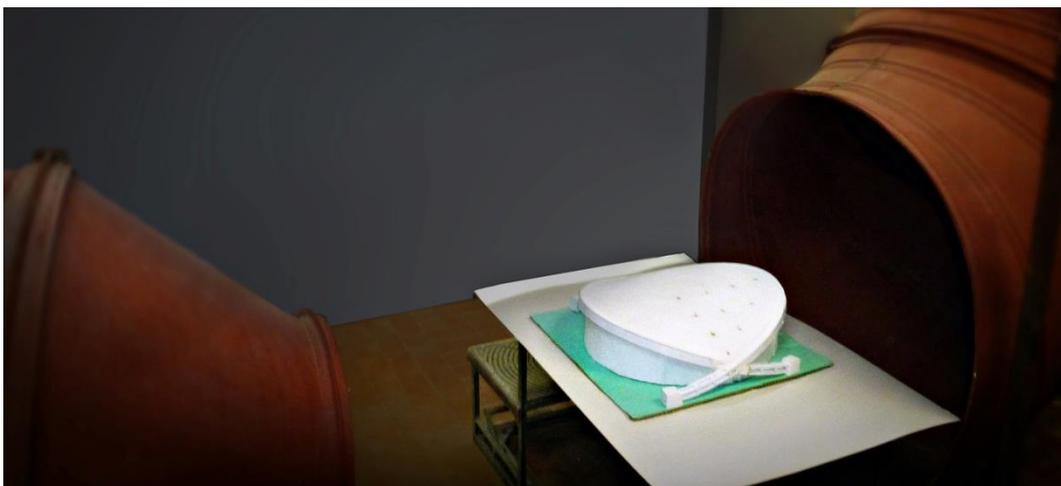


Рис 2.3. Макет здания, помещенный в аэродинамическую трубу

Таблица 2.1

Результаты моделирования по направлениям ветрового потока «1» и «2»

№	z_e , м	$k(z_e)$	w_0 , кПа	p_0 , кПа	Направление «1»			Направление «2»		
					$p_{пов}$, кПа	c_e	w , кПа	$p_{пов}$, кПа	c_e	w , кПа
1	29,78	1,372	0,23	0,056	-0,004	-0,071	-0,023	-0,004	-0,071	-0,023
2	30,47	1,381	0,23	0,056	-0,002	-0,036	-0,011	-0,002	0,036	0,011
3	31,84	1,398	0,23	0,056	-0,006	-0,107	-0,034	-0,01	-0,179	-0,057
4	33,91	1,424	0,23	0,056	-0,002	-0,036	-0,012	-0,036	-0,643	-0,211
5	28,9	1,361	0,23	0,056	0	0	0	-0,002	-0,036	-0,011
6	29,62	1,370	0,23	0,056	0	0	0	0	0	0
7	31,07	1,388	0,23	0,056	-0,004	-0,071	-0,023	0,006	0,107	0,034
8	27,7	1,346	0,23	0,056	-0,006	-0,107	-0,033	-0,002	-0,036	-0,011
9	28,27	1,353	0,23	0,056	0	0	0	0,004	0,071	0,022
10	21,83	1,273	0,23	0,056	-0,002	-0,036	-0,010	0	0	0

Таблица 2.2

Результаты моделирования по направлениям ветрового потока «3» и «4»

№	z_e , м	$k(z_e)$	w_0 , кПа	p_0 , кПа	Направление 3			Направление 4		
					$p_{пов}$, кПа	c_e	w , кПа	$p_{пов}$, кПа	c_e	w , кПа
1	29,78	1,372	0,23	0,056	-0,002	-0,036	-0,011	-0,006	-0,107	-0,034
2	30,47	1,381	0,23	0,056	0,004	0,071	0,023	-0,012	-0,214	-0,068
3	31,84	1,398	0,23	0,056	0,004	0,071	0,023	-0,010	-0,179	-0,057
4	33,91	1,424	0,23	0,056	0,004	0,071	0,023	-0,014	-0,250	-0,082
5	28,9	1,361	0,23	0,056	0,004	0,071	0,022	-0,010	-0,179	-0,056
6	29,62	1,370	0,23	0,056	0,002	0,036	0,011	-0,008	-0,143	-0,045
7	31,07	1,388	0,23	0,056	0,002	0,036	0,011	-0,008	-0,143	-0,046
8	27,7	1,346	0,23	0,056	0,002	0,036	0,011	-0,012	-0,214	-0,066
9	28,27	1,353	0,23	0,056	0	0	0	-0,010	-0,179	-0,056
10	21,83	1,273	0,23	0,056	-0,002	-0,036	-0,010	-0,002	-0,036	-0,010

По результатам аэродинамических испытаний видно, что давление, действующее на покрытие, отрицательное. При общем разгрузении несущих конструкций здания подобное воздействие может оказывать значительное влияние и усложнять процесс расчета и проектирования креплений элементов кровли, поскольку при отсутствии снеговой нагрузки во время сильных ветров может произойти их отрыв. Помимо этого, в подобных мембранных покрытиях при действии пульсационной ветровой

нагрузки могут возникать резонансные эффекты, действие которых в условиях эксплуатации реального сооружения не предсказуемо.

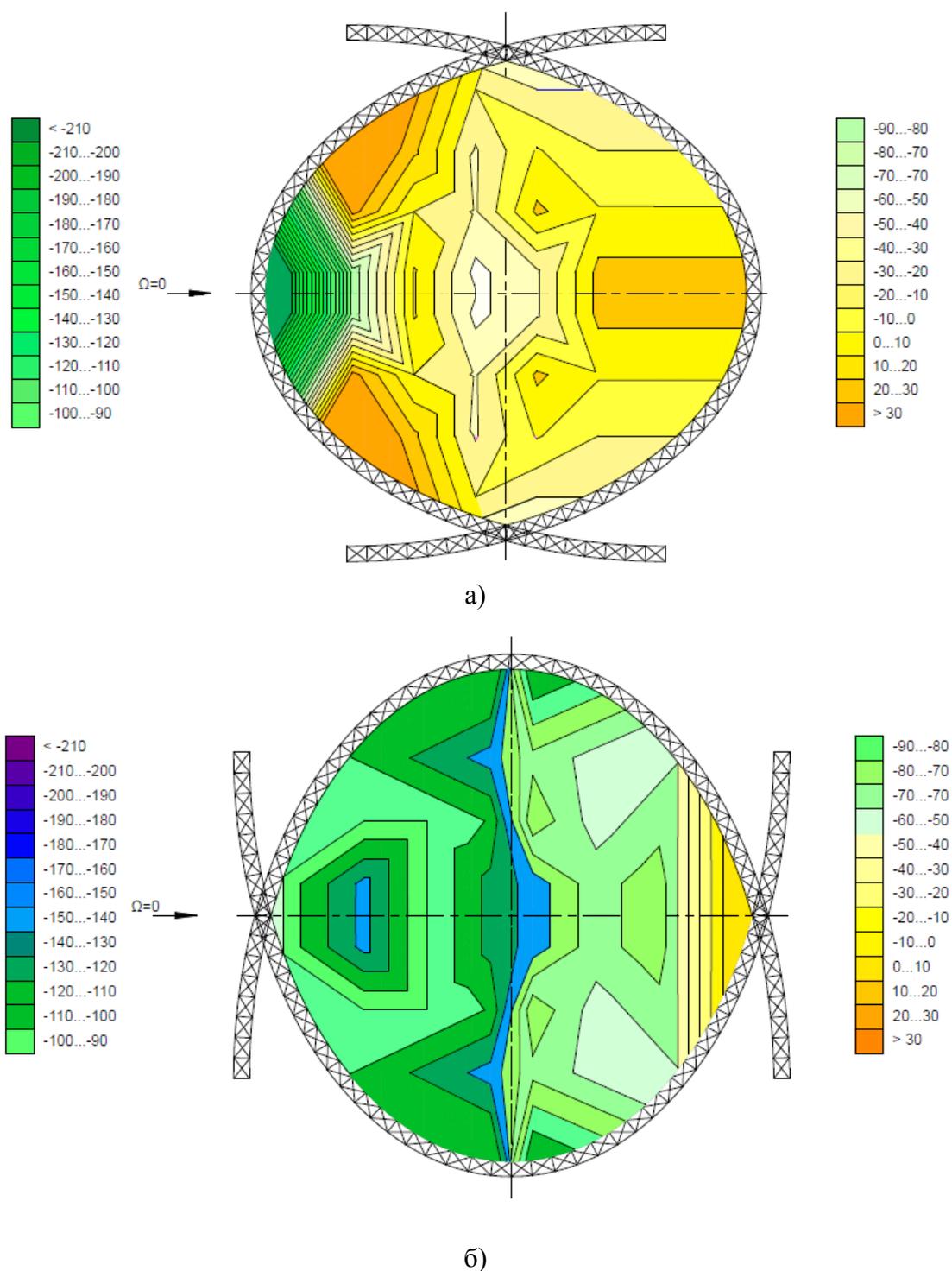


Рис.2.5. Изополя распределения ветровой нагрузки по большепролетному покрытию велодрома, Па, построенные по результатам физического моделирования в аэродинамической трубе для двух взаимно перпендикулярных направлений ветрового потока: а) - направление «1»; б) – направление «2»

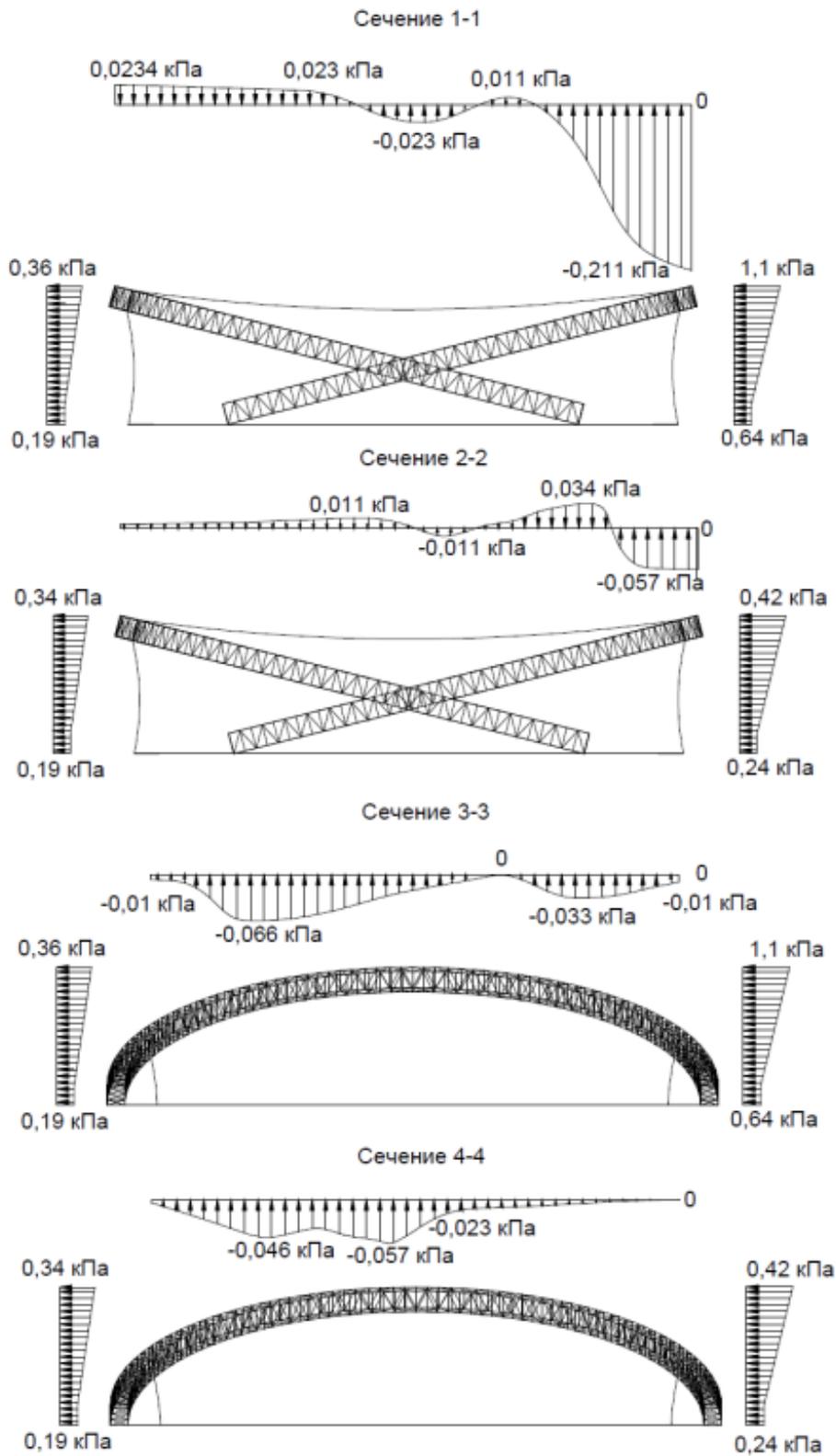


Рис. 2.6. Эпюры ветровой нагрузки по некоторым сечениям

Аналитическое исследование распределения давлений по поверхности покрытия производится с использованием уравнения Навье-Стокса, описывающего обтекание твердого тела потоком сжимаемой жидкости [8]:

$$\frac{\partial \vec{v}}{\partial t} = -(\vec{v} \cdot \nabla) \vec{v} + \nu \cdot \Delta \vec{v} - \frac{1}{\rho} \nabla p + \vec{f}, \quad (2.7)$$

где ∇ - оператор набла, Δ - векторный оператор Лапласа, t - время, ν - коэффициент кинематической вязкости, ρ - плотность, p - давление, $\vec{v} = (v^1 \dots v^n)$ - векторное поле скорости, \vec{f} - векторное поле массовых сил.

Несмотря на компактность записи уравнения (2.7), на данный момент не найдено его точного решения, что приводит к необходимости использования численных методов.

Численное моделирование выполнено с использованием рабочей среды программного обеспечения *ANSYS Workbench* и модуля вычислительной гидрогазодинамики *ANSYS CFX* (лицензия *ANSYS CustomerNumber: 1051709*).

Аэродинамическое течение моделировалось в области пространства, размеры которого выбраны относительно величины максимального габарита проектируемого здания H_{\max} (в данном случае – наибольшая величина полета): $A \geq 5H_{\max}$, $B \geq 5H_{\max}$, $C \geq 15H_{\max}$, $D \geq 6H_{\max}$ (рис.2.7). Принимается, что внешние граничные условия области течения не влияют на результаты определения аэродинамических характеристик вблизи поверхности исследуемого объекта [15,41].

Построение расчетной сетки (рис. 2.8) для метода контрольных объемов осуществлялось в сеточном препроцессоре *ANSYS Meshing*. Для корректного воспроизведения течения в настройках сеточного генератора задавалось сгущение элементов сетки к поверхности здания. Общее число контрольных объемов пространственной сетки в результате генерации составило $5,2 \cdot 10^7$. В препроцессоре *ANSYS CFX* созданы граничные

условия втекания и истечения воздуха из расчетной области. Поверхности здания присвоено граничное условие непротекания *Wall*, при котором на поверхности составляющая скорости по нормали равна нулю, а вязкое трение отсутствует.

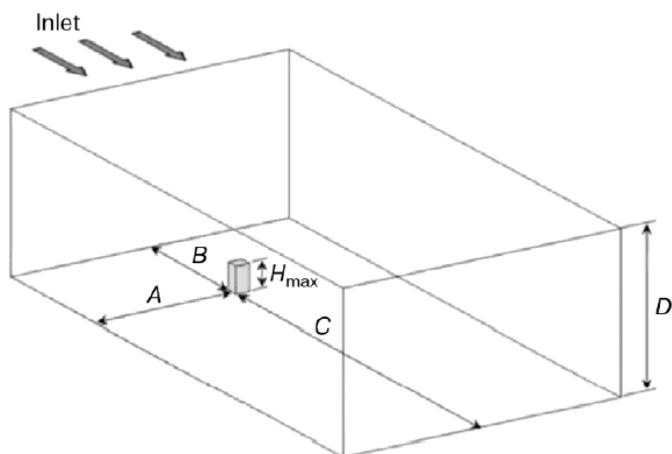


Рис. 2.7. Схема к определению параметров расчетной области

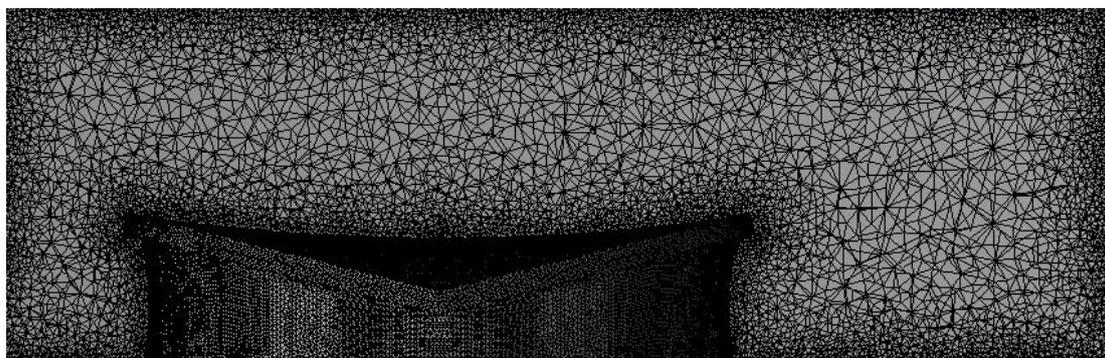
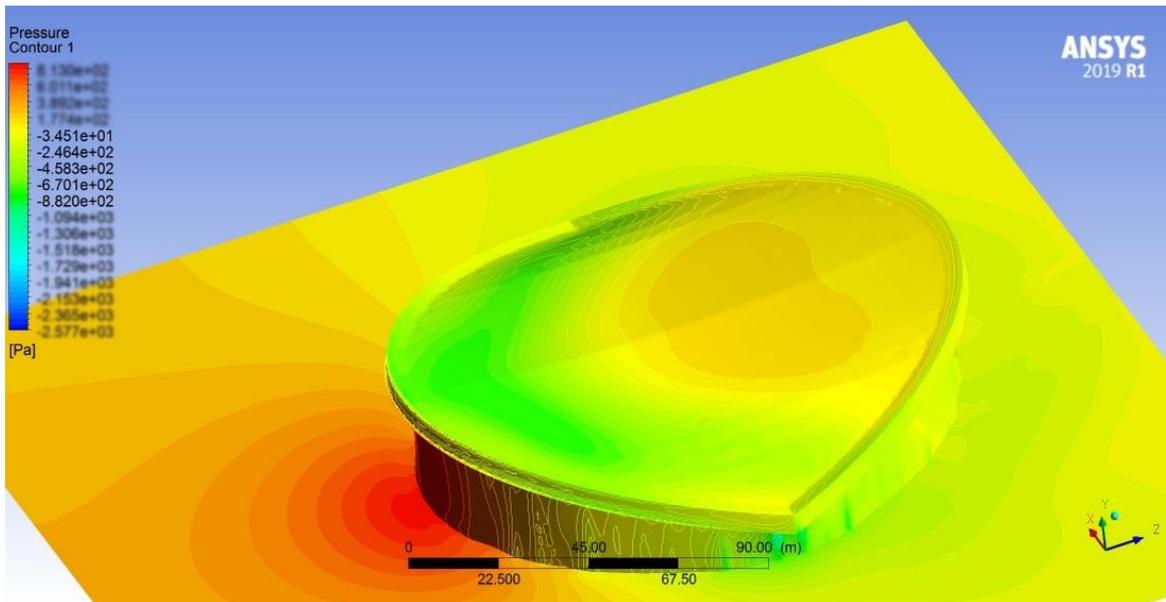


Рис. 2.8. Расчетная сетка, сгенерированная в *AnsysMeshing*

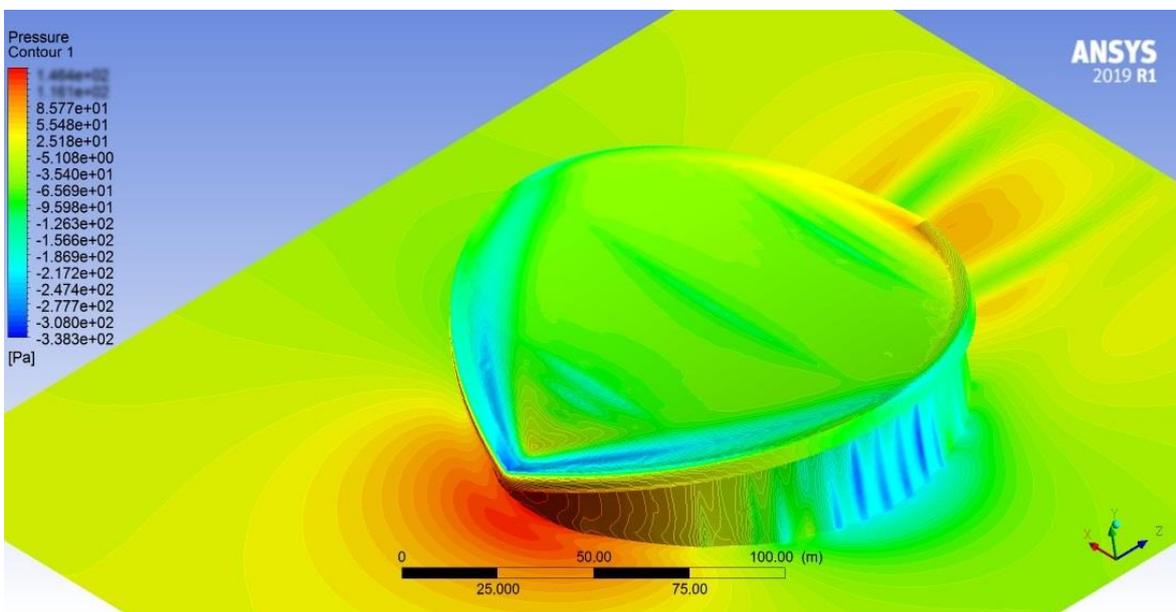
На рис. 2.9 представлены результаты численного моделирования распределения давлений по большепролетному покрытию. На рис. 2.10 приводятся картины обтекания здания воздушными потоками.

В целом, численная картина распределения давлений подтверждается экспериментом. Экстремальные значения отрывов, а также зоны их возникновения совпадают с погрешностью, не превышающей 5%. В менее загруженных зонах расхождения результатов оказывается более значительным, но влияние этих зон на общее напряженно-деформированное состояние конструкций покрытия менее значимо.

На основании полученных результатов может быть сделан вывод, что при проектировании зданий и сооружений сложной геометрической формы необходимо выполнять как численное, так и экспериментальное моделирование, принимая в качестве расчетного наименее выгодное распределение нагрузок.



а)



б)

Рис.2.9. Изополя распределения ветровой нагрузки по большепролетному покрытию велодрома, Па, построенные по результатам численного моделирования для двух взаимно перпендикулярных направлений ветрового потока: а) - направление «1»; б) – направление «2»

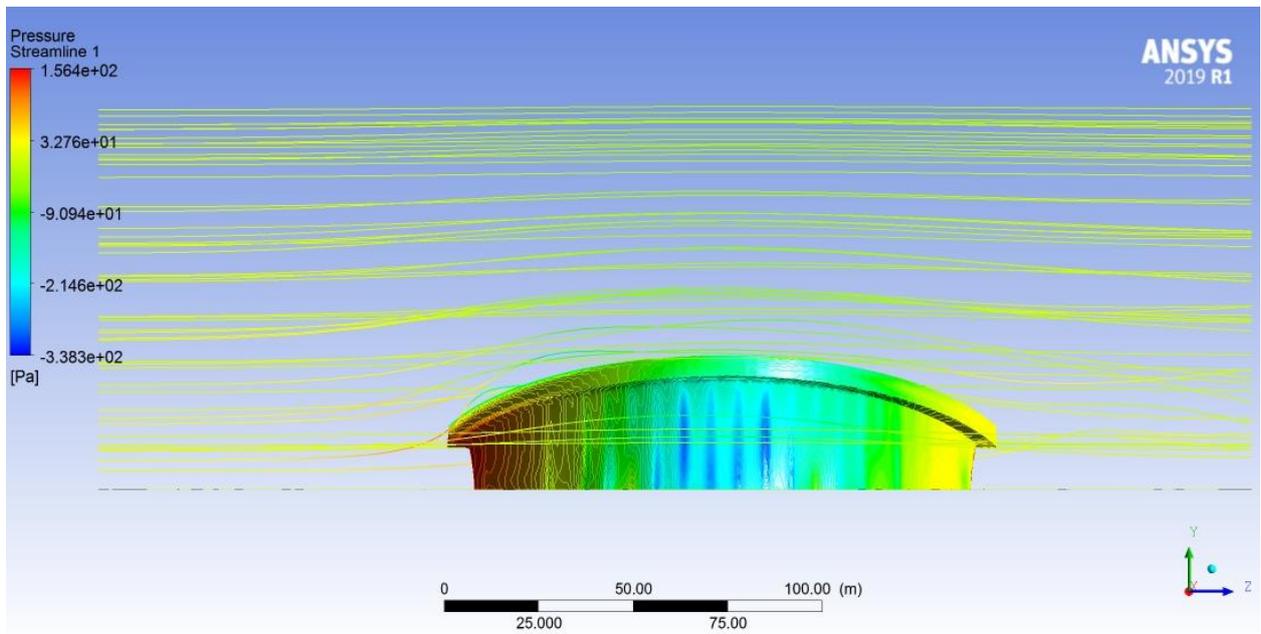
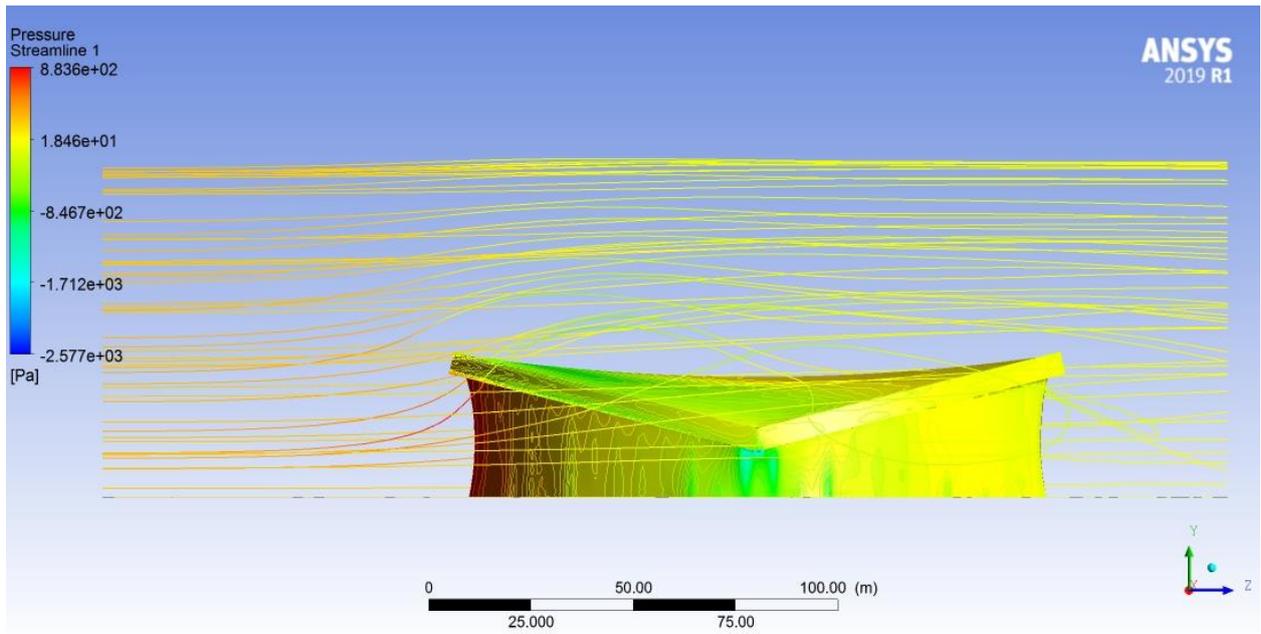


Рис.2.10. Визуализация обтекания здания ветровым потоком по результатам численного моделирования: а) - направление «1»; б) – направление «2»

2.3. Определение динамических напряжений в конструкциях каркасного многоэтажного здания от ветровых воздействий

В конструкциях зданий и сооружений, подверженных влиянию динамических повторяющихся воздействий, происходит процесс увеличения числа рассеянных по объему материала микроповреждений и микродефектов различной природы, называемый накоплением повреждений. Основы микромеханики поврежденной среды предложены Качановым Л.М. [25] и Работновым Ю.Н.[42]. В настоящее время определению существующего уровня поврежденности материала и прогнозированию его нарастания уделяется особое внимание [28,54,55,60].

В рамках исследований производилась оценка влияния ветрового давления на напряженно-деформируемое состояние несущих конструкций каркасного здания, рассмотренного в главе 1, а также оценка накоплений повреждений от данного воздействия. В качестве объекта исследования рассматривалась колонна здания двутаврового сечения (№30К3) из стали С440.

Для осуществления моделирования производился анализ скоростного и частотного спектров ветровых порывов на основании чего были построены синтезированные анемограммы (рис. 2.11; 2.12). По данным гидрометцентра по Камчатскому краю штормовые ветры повторяются в среднем 2-3 раза в год, скорость порывов ветра может достигать 36 м/с, а постоянная скорость ветра – 28 м/с. Такой ветер может продолжаться на протяжении нескольких часов (до 5 часов) [2].

Динамические напряжения, возникающие в колонне, зависят от двух факторов:

- реальной скорости ветра, увеличивающей статическую составляющую напряжения;
- соотношения частоты ветровых порывов и собственной частоты здания.

Таким образом, динамическое напряжение может быть определено по формуле:

$$\sigma_d = \sigma_{ст} \cdot v \cdot \mu, \quad (2.8)$$

где v – коэффициент увеличения скорости:

$$v = \frac{V_p}{V_0}, \quad (2.9)$$

где V_p – реальная скорость потока; V_0 – характеристическая скорость ветрового потока; μ – динамический коэффициент:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\theta^2}{\omega^2}\right)^2 + \gamma^2 \frac{\theta^2}{\omega^2}}}, \quad (2.10)$$

где θ – круговая частота ветровых порывов; ω – круговая частота собственных колебаний здания (для первой формы); $\gamma = 0,1$ – коэффициент неупругого сопротивления здания.



Рис. 2.11. Инструментальная запись изменения скорости ветра во времени

На рис. 2.13 приводится история напряжений, определенная для рис. 2.11 с помощью соотношения (2.8).

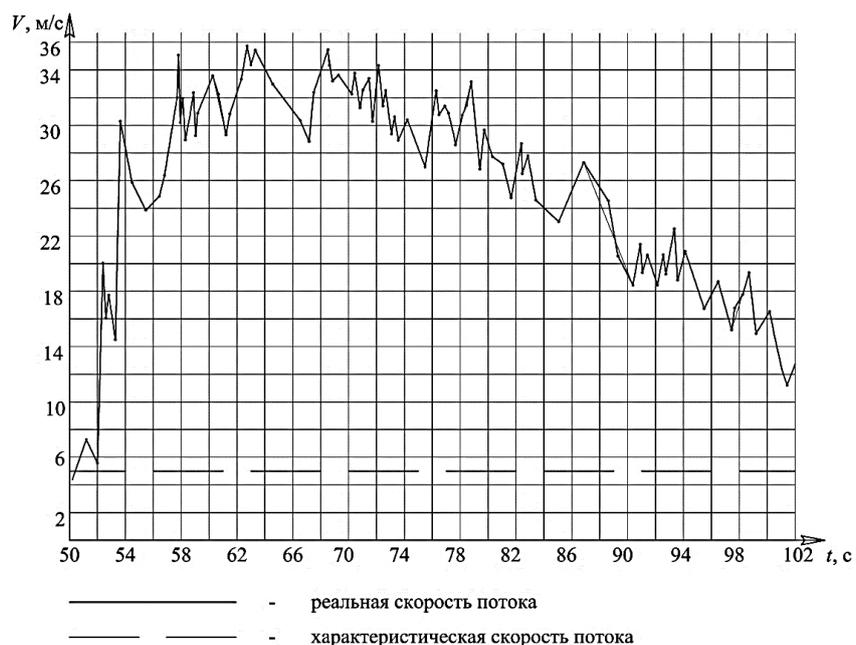


Рис. 2.12. Инструментальная запись изменения скорости штормового ветра

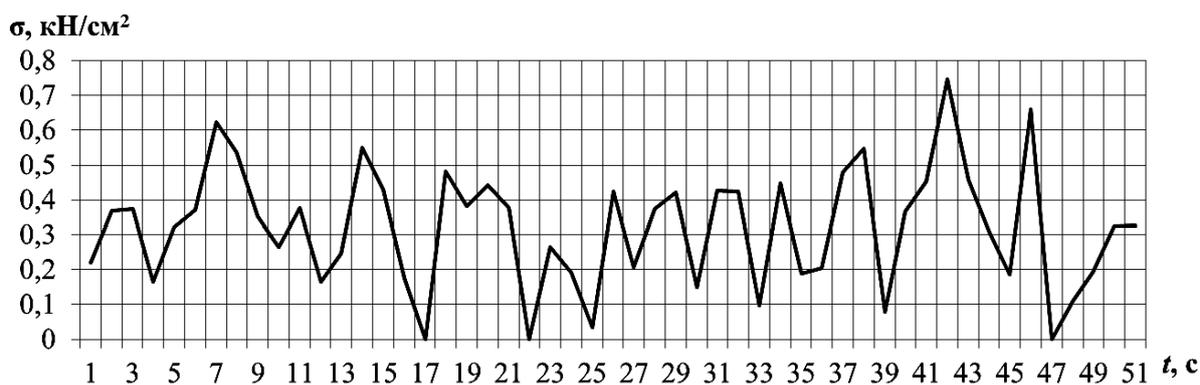


Рис. 2.13. График изменения реальных напряжений

Для оценки поврежденности материала в наиболее опасном сечении был использован скалярный параметр $\Psi(x,y,z,t)$, характеризующий относительную плотность равномерно рассеянных в единице объема микродефектов. Этот параметр равен нулю, когда повреждения отсутствуют, и близок к единице в момент образования макродефектов, способствующих разрушению конструкции [4,12,21,28].

Для определения количества циклов до разрушения может быть использована методика, предложенная в [4], основанная на построении кривой усталости Веллера [28] для стали С440 (рис. 1.2).

По сопоставлению истории напряжений с наибольшим размахом $0,8 \text{ кН/см}^2$ (рис. 2.13) и кривой усталости Веллера (рис. 1.2), можно сделать вывод, что при действии только характеристической ветровой нагрузки, накопления повреждений в колонне не происходит, несмотря на динамические эффекты, а материал обладает условно-неограниченным ресурсом.

В то же время, в районе строительства наблюдаются частые штормовые ветры со скоростью до $35-40 \text{ м/с}$, что может привести к увеличению коэффициента v . При этом собственная частота здания лежит в диапазоне возможных частот штормовых порывов, в результате чего здание находится в околорезонансной зоне.

Кривая усталости показывает, чему равняется количество циклов до разрушения при заданном размахе напряжений. Таким образом, может быть получено значение приращения параметра поврежденности при различных значениях напряжений. Реальная диаграмма изменения напряжений (рис. 2.14) имеет ряд максимальных значений, каждому из которых будет соответствовать определенно приращение поврежденности. По сопоставлению диаграммы и построенной кривой усталости Веллера (рис. 1.2), приращение поврежденности за 140 секунд составляет $5,0169 \cdot 10^{-4}$.

Учитывая данные гидрометцентра о повторяемости штормовых ветров и скоростях ветрового потока, было определено, что за время шторма может происходить до 75 циклов с максимальным размахом напряжений равным $43,5 \text{ кН/см}^2$ (рис. 2.14). При близости частот приращение поврежденности за время штормового ветра может достичь 0,0376. Иначе говоря, ресурс материала в опасном сечении снижается на 3-4%.

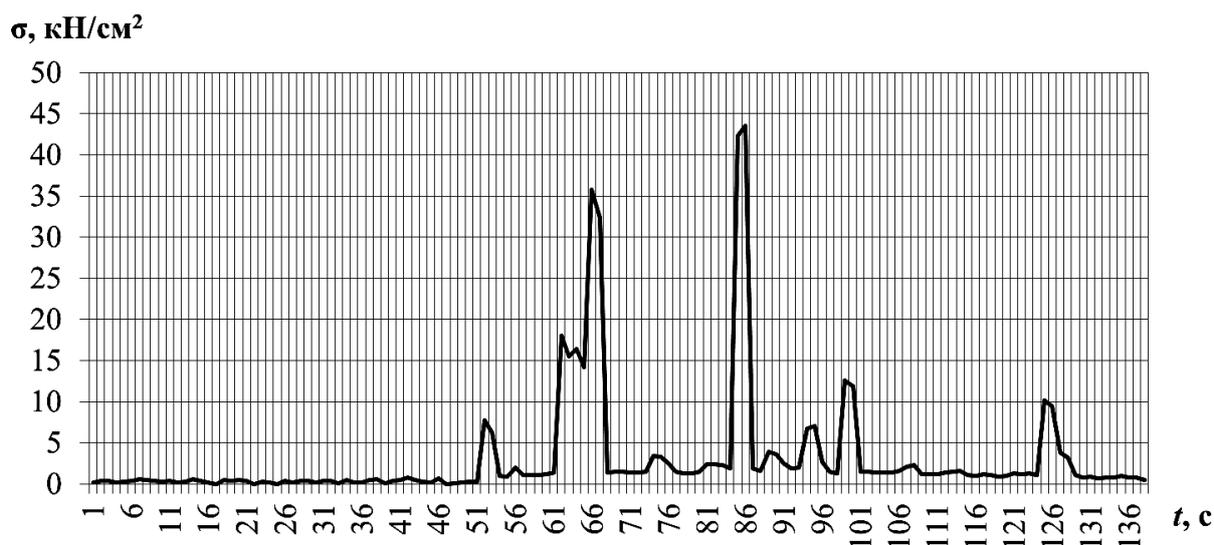


Рис.2.14. График изменения реальных напряжений при штормовых порывах

Увеличение поврежденности приводит к общей деградации свойств материалов, уменьшению модуля упругости, прочности. В результате этих необратимых процессов может произойти изменение отношений жесткостей, что приведет к изменению расчетной схемы и к итоговому изменению расчетных усилий, а также повлияет на динамические характеристики здания (частоты и формы собственных колебаний).

Таким образом, рекомендуется проведение анализа остаточного ресурса конструкций, а также динамической паспортизации ответственных зданий после штормовых ветровых воздействий в случае возникновения резонансных эффектов, регистрируемых ИСС, с целью обеспечения безопасной эксплуатации в данном регионе.

2.4. Резонансный анализ конструктивных схем каркасного многоэтажного здания с учетом податливости основания при ветровых и штормовых воздействиях

Ранее было показано, что расчетные характеристики основания необходимо учитывать в расчетах, в частности, при определении частот собственных колебаний, которые изменяются в зависимости от величины податливости системы.

В рамках исследований осуществлялся резонансный анализ двух конструктивных схем проектируемого здания аквапарка в г. Нижний Новгород (рис. 2.15): схема с жестким защемлением колонн (рис. 2.16, а) и с учетом податливости основания (рис. 2.16, б). Рассматриваемый объект имеет монолитный железобетонный каркас: вертикальные колонны сечением 500×500 мм, диафрагмы жесткости, перекрытия толщиной 250 мм. Пространственная конечно-элементная модель здания задавалась в программно-вычислительном комплексе SCAD.

На первоначальном этапе расчет была определена частота собственных колебаний здания:

- без учета податливости основания - $\omega = 18,44$ рад/с;
- с учетом податливости основания - $\omega = 7,64$ рад/с.

Расчет напряжений сжатой зоны бетона в наиболее опасном сечении колонны проводился при характеристическом значении скорости ветра, равном 3 м/с.

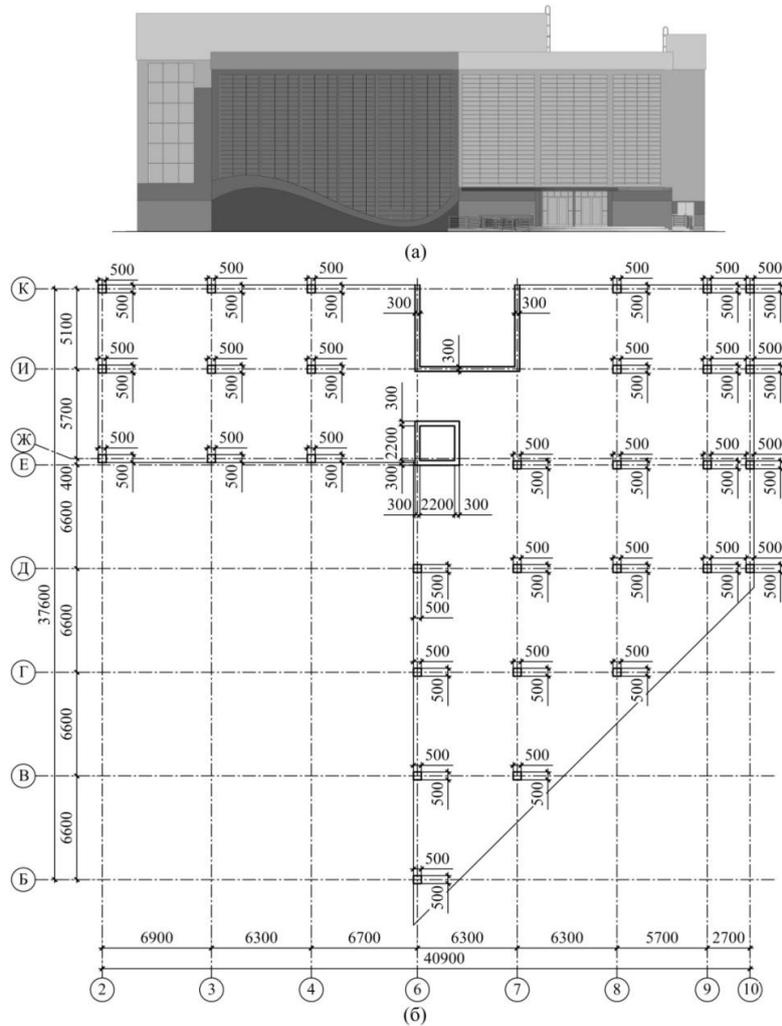


Рис. 2.15. Проектируемое здание аквапарка, (а) – фасад, (б) – план расположения несущих конструкций

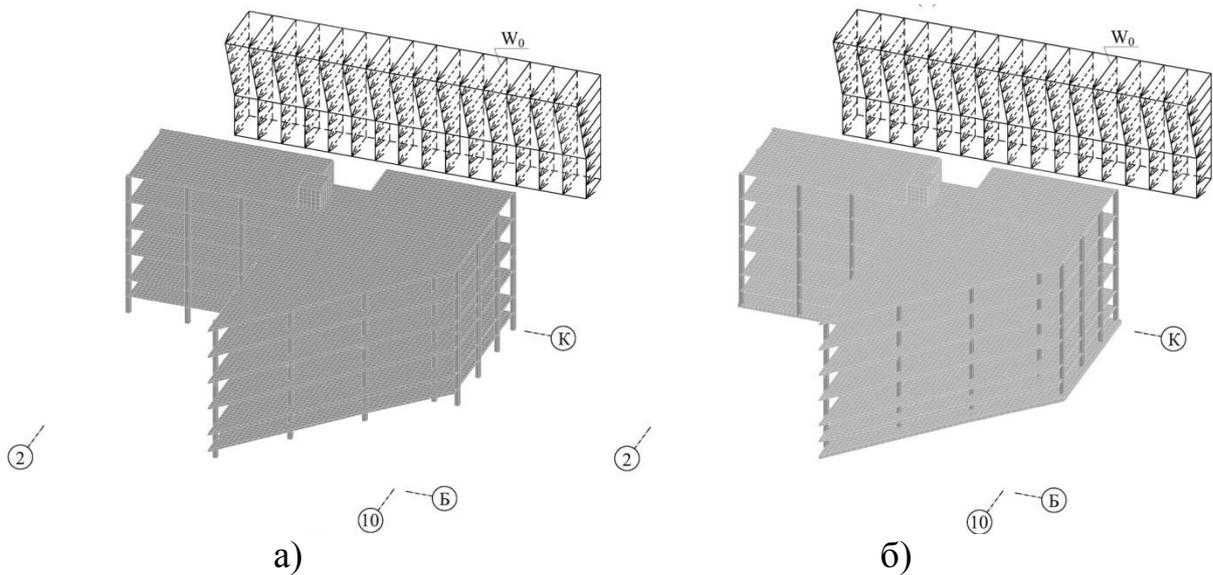


Рис.2.16. Расчетная схема здания: без учета упругого основания (а), с учетом упругого основания (б) (W_0 – характеристическое значение ветрового давления)

По данным гидрометцентра был произведен анализ скоростного и частотного спектров ветровых порывов в Нижнем Новгороде [3]. На основании этих данных были построены синтезированные анемограммы для спокойного (рис. 2.17, а) и штормового (рис. 2.17, б) ветров. На рис. 2.18 и рис. 2.19 показаны истории напряжений в сжатой зоне бетона изучаемой колонны, определенные с помощью рис. 2.17 по формуле (2.8).

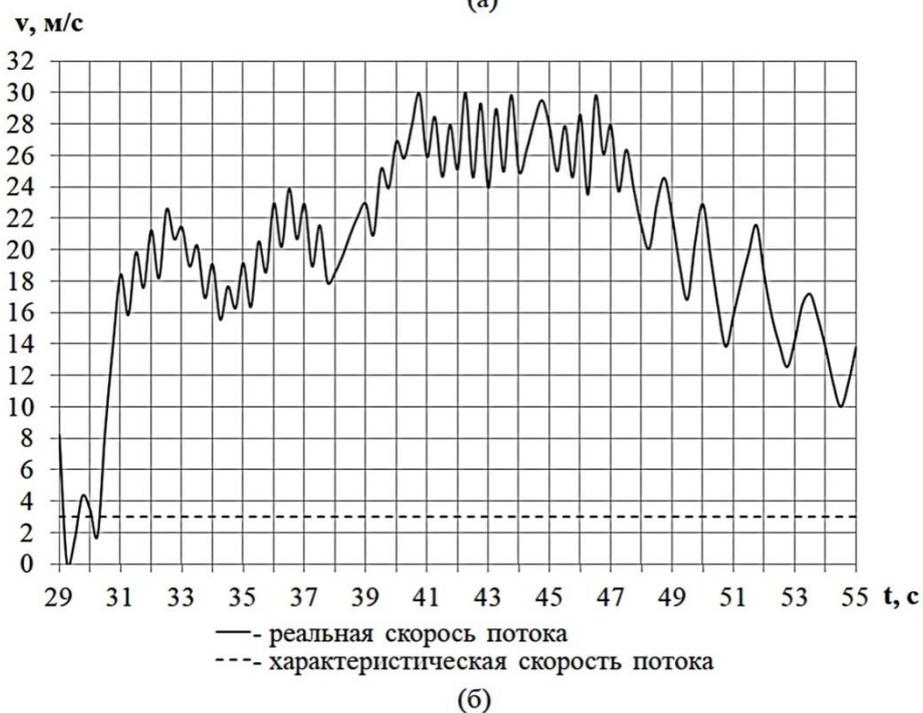
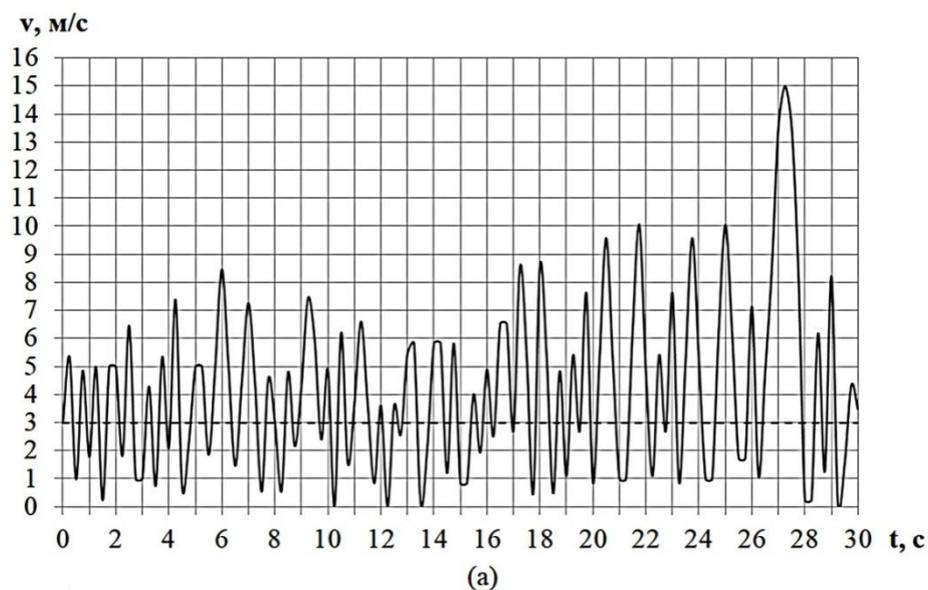


Рис. 2.17. Синтезированные анемограммы ветровой (а) и штормовой (б) нагрузок для г. Н. Новгорода

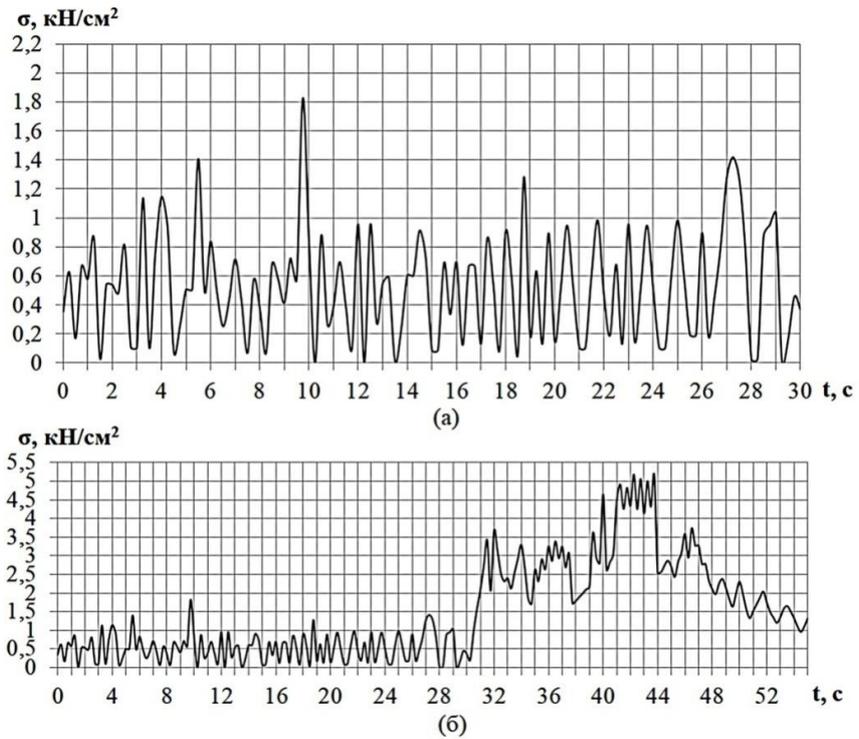


Рис.2.18. История напряжений в опасном сечении колонны для здания с жестким защемлением. (а) – при спокойном ветре, (б) – при штормовом ветре (первая конструктивная схема)

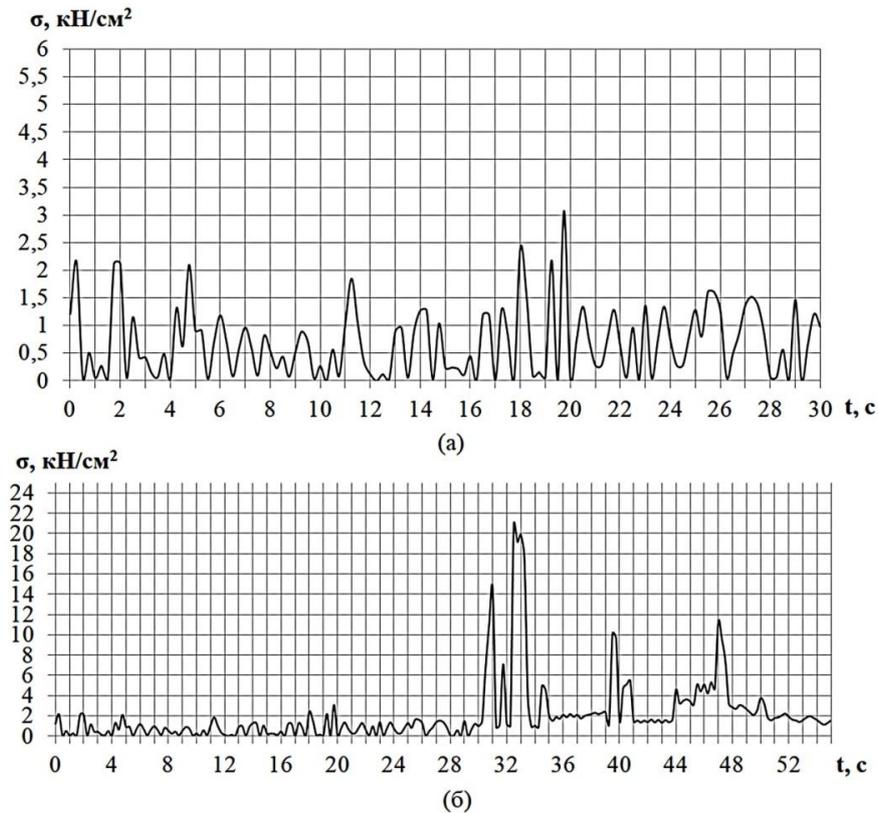


Рис. 2.19. История напряжений в опасном сечении колонны для здания с податливым основанием (а) – при спокойном ветре, (б) – при штормовом ветре (первая конструктивная схема)

Для конструктивной схемы здания с жестким защемлением колонн максимальное напряжение, возникающее в сжатой зоне бетона от ветровой нагрузки, составляет $1,83 \text{ кН/см}^2$, при штормовых порывах оно увеличивается до $5,19 \text{ кН/см}^2$. При учете податливости основания максимальные напряжения, возникающие от ветровой и штормовой нагрузок, соответственно равны $3,08 \text{ кН/см}^2$ и $20,94 \text{ кН/см}^2$.

Для увеличения несущей способности каркаса здания были введены дополнительные несущие элементы – монолитные железобетонные стены в осях 2/Ж-К, 2-6/Ж, 7-10/Ж и 10/Д-К (рис. 2.20). Расчет также выполнен для схемы с жестким защемлением колонн и схемы с податливым основанием.

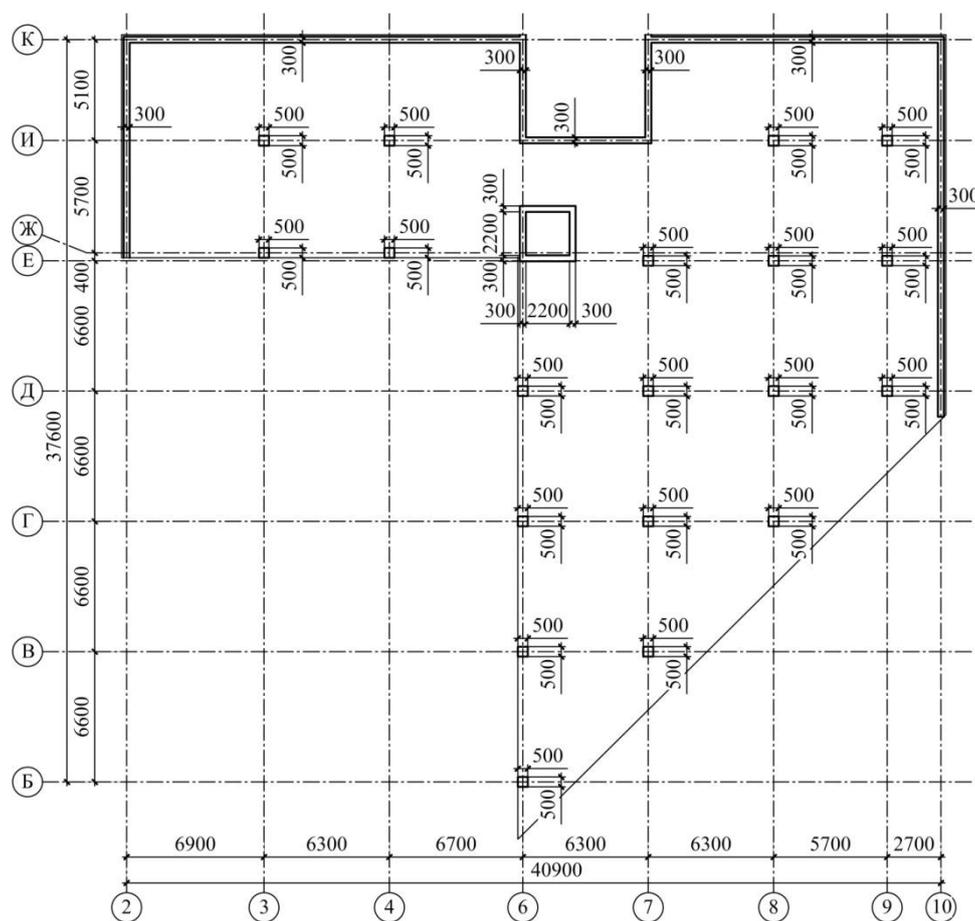


Рис. 2.20. План здания с введенными монолитными железобетонными стенами

По результатам расчета круговая частота собственных колебаний второй конструктивной схемы составила:

- для схемы без учета податливости основания - $\omega = 34,96 \text{ рад/с}$;

– для схемы с учетом податливости основания - $\omega = 10,8$ рад/с.

При увеличении прочности каркаса для здания с жестким защемлением колонн произошло уменьшение динамических напряжений при спокойном (рис. 2.21,а) и штормовом (рис. 2.21,б) ветре, при этом прочность колонны при штормовом ветре по-прежнему не обеспечивается.

Для конструктивной схемы здания на упругом основании произошло резкое увеличение максимального значения и числа скачков напряжений (рис. 2.22). Такой результат обусловлен тем, что круговая частота собственных колебаний здания на податливом основании, равная $\omega = 10,8$ рад/с, близка к круговым частотам ветровых порывов - здание находится в околорезонансной зоне. В результате происходит резкое увеличение динамических напряжений в наиболее опасном сечении конструкции.

Итоговые результаты резонансного анализа для двух конструктивных схем здания с различными граничными условиями представлены в табл. 2.3. Анализируя полученные данные, можно сделать вывод, что увеличение прочности каркаса здания, влекущее изменение жесткости, не всегда является гарантией увеличения несущей способности при динамических воздействиях.

Таблица 2.3

Результаты резонансного анализа

Параметр	Конструктивная схема без монолитных стен		Конструктивная схема с монолитными стенами		
	Жесткое защемление	Упругое основание	Жесткое защемление	Упругое основание	
ω (рад/с)	18,44	7,64	34,96	10,8	
f (Гц)	2,93	1,22	5,56	1,72	
T (с)	0,34	0,82	0,18	0,58	
σ_d^{max} , (кН/см ²)	спокойный ветер	1,83	3,08	1,39	5,56
	штормовой ветер	5,19	20,94	3,2	22,3
Принятые обозначения: ω – круговая частота собственных колебаний, f – техническая частота собственных колебаний, T – период собственных колебаний, σ_d^{max} – максимальное динамическое напряжение в бетоне сжатой зоны изучаемой колонны					

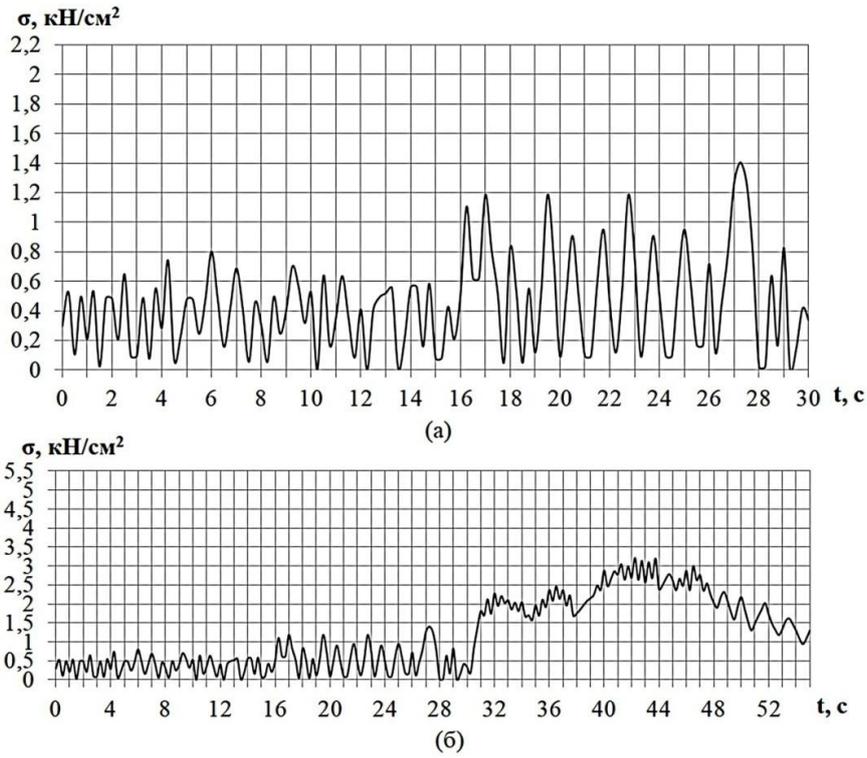


Рис. 2.21. История напряжений в опасном сечении колонны для здания с жестким защемлением колонн (а) – при спокойном ветре, (б) – при штормовом ветре (вторая конструктивная схема)

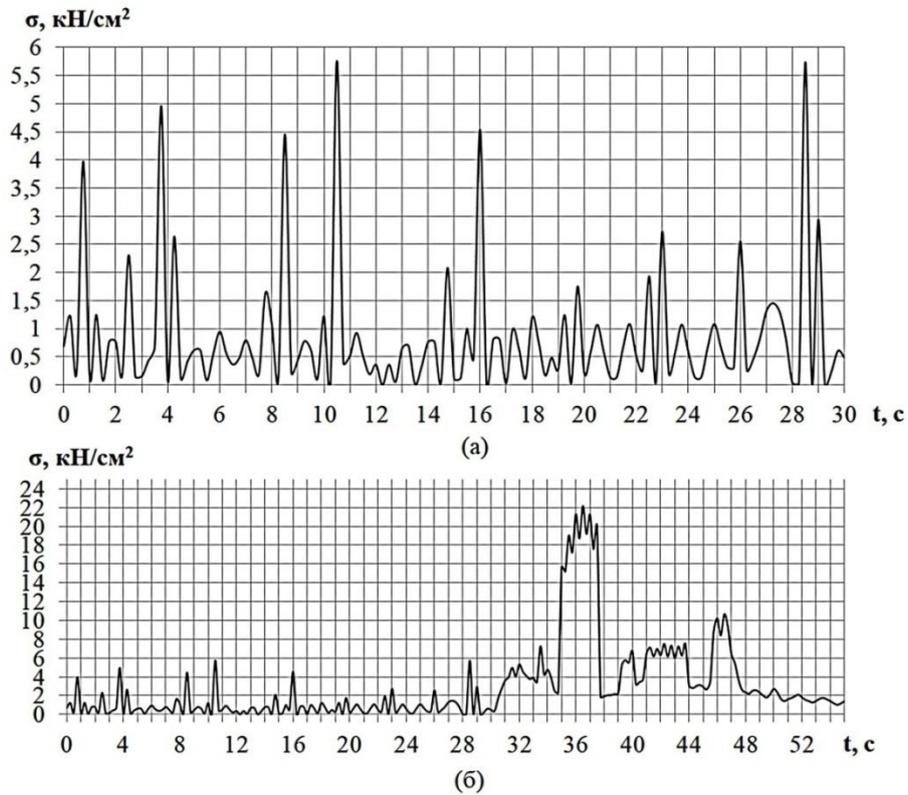


Рис. 2.22. История напряжений в опасном сечении колонны для здания с податливым основанием (а) – при спокойном ветре, (б) – при штормовом ветре (вторая конструктивная схема)

ГЛАВА 3. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

3.1. Общие сведения о землетрясениях. Волновая теория землетрясений

Землетрясения являются опасными природными явлениями, которые могут приводить к разрушениям зданий и сооружений, а также сопровождаться пожарами, катастрофическими авариями на инженерных коммуникациях, большими человеческими жертвами. Основными путями снижения ущерба, наносимого объектам капитального строительства в таких случаях, является введение на стадии проектирования необходимых и достаточных для безопасной эксплуатации антисейсмических мероприятий [1,35,24,53,61].

Основной причиной возникновения землетрясений являются тектонические деформации земной коры, сопровождающиеся высвобождением энергии и образованием распространяющихся по всем направлениям волн [33,58]. Отдельно выделяют вулканические землетрясения, обладающие малой областью сотрясения и сравнительно небольшой силой.

В рамках волновой теории, входящей в сейсмологию, выделяют два типа волн, возникающих в результате землетрясений.

Первый тип - объемные волны, образующиеся в результате высвобождения большого количества энергии в форме колебательного движения и достигающие поверхности земли [1,24,35]. В слоях грунтового основания они представлены двумя видами волн:

- продольными, или *P*-волнами (рис. 3.1), направление движения фронта которых совпадает с направлением движения грунта;
- поперечными, или *S*-волнами (рис. 3.2), возникающими в ортогональной плоскости продольным волнам после их прохождения.



Рис 3.1. Продольные P-волны

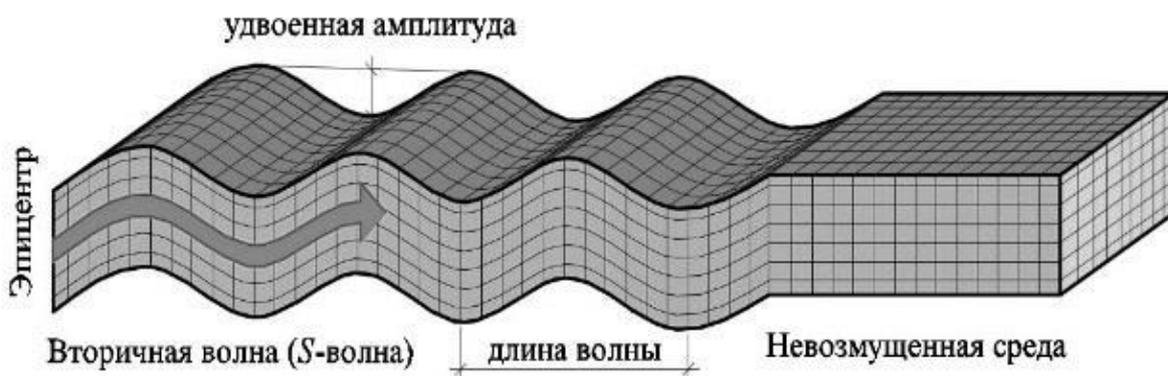


Рис. 3.2. Поперечные S-волны

Второй тип - поверхностные волны, вызывающие колебания грунта в поверхностных слоях и образующиеся в результате изменения границы распространения продольных и поперечных волн [1,24,35]. Выделяют 2 вида:

- волны Лява (рис. 1.3), вызывающие колебания частиц грунта в плоскости, параллельной поверхности земли под прямым углом к направлению распространения;

- волны Релея, движущиеся по вертикали и по горизонтали в вертикальной плоскости, ориентированной по направлению распространения волн, при одновременном движении частиц грунта по эллипсу.

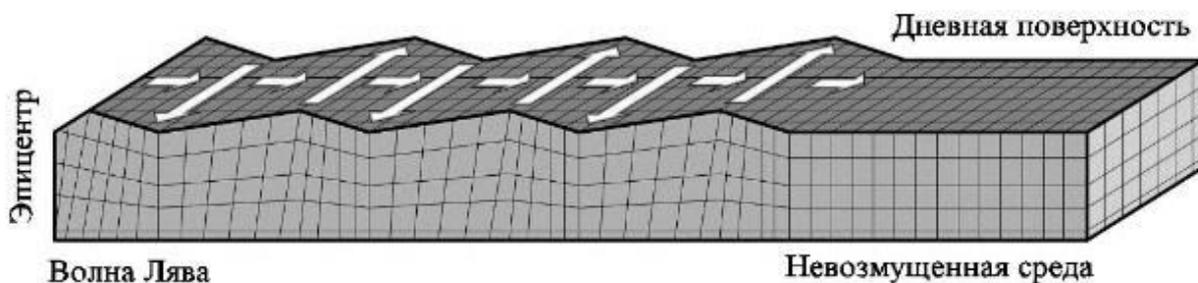


Рис. 3.3. Схема Поверхностных волн. Волны Лява

Интенсивность сейсмических воздействий на поверхности земли измеряется в баллах и принимается на основе комплекта карт общего сейсмического районирования территорий. В действующих нормативных документах [50] в регионах с 7-, 8- и 9-бальной интенсивностью землетрясений при проектировании в обязательном порядке должны учитываться антисейсмические мероприятия. При возможной интенсивности землетрясений 10 и более баллов обычные антисейсмические меры недостаточны, строительство в таких районах не предусмотрено. В целом, как показывает многолетняя практика, затраты на применение антисейсмических мероприятий увеличивают сметную стоимость проектируемых объектов на 5% для семибального района, на 8% для восьмибального и на 11% для девятибального.

3.2. Методы моделирования сейсмических воздействий

Прогнозирование и оценка сейсмической опасности – важнейшее направлений инженерной геофизики, заключающееся в определении интенсивности возможных сильных землетрясений на изучаемой местности. Главным результатом этих мероприятий оказывается прогноз поведения сооружений в определенной сейсмотектонической и инженерно-геологической обстановке.

Существует два вида расчетных моделей воздействия (РМВ) в зависимости от типа кинематических изменений, накладываемых на основания:

1) дифференциальная РМВ – модель, в которой для всех точек грунтового основания сооружения указывается вектор ускорения (скорости или перемещения);

2) интегральная РМВ – модель, при которой движение грунтового основания в пространстве, как единого целого, определяется:

- вектором ускорения поступательного движения (дилатация);
- вектором углового ускорения вращения (ротация).

При определении сейсмических нагрузок на здания и сооружения следует принимать РДМ, согласованные с расчетными статическими моделями конструкций и учитывающие особенности распределения нагрузок, масс и жесткостей объекта в плане и по высоте, а также пространственный характер деформирования конструкций. [1,24,35]

Для зданий и сооружений с простым объемно-планировочным решением сейсмические нагрузки от проектного землетрясения допускается определять с применением упрощенной - консольной - расчетной динамической модели, в остальных случаях целесообразно использовать пространственные конечно-элементные модели, максимально точно отображающие геометрические и жесткостные характеристики исследуемого объекта.

3.3. Методы расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия

Расчет конструкций и оснований зданий и сооружений, проектируемых для строительства в сейсмических районах, должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок с учетом расчетной сейсмической нагрузки. [40,50,51]

При выполнении расчетов сооружений с учетом сейсмических воздействий следует применять две расчетные ситуации:

а) сейсмические нагрузки соответствуют уровню проектного землетрясения (ПЗ);

б) сейсмические нагрузки соответствуют уровню максимального расчетного землетрясения (МРЗ).

Целью расчетов на ПЗ является предотвращение частичной или полной потери эксплуатационных свойств сооружением. Расчетные модели сооружений принимаются соответствующими упругой области деформаций. Целью расчетов на МРЗ является предотвращение глобального обрушения объекта и его частей, обеспечение безопасности пребывания людей. Формирование расчетных моделей производится в предположении возможных упруго-пластических деформаций и хрупких разрушений.

Расчеты на ПЗ следует выполнять для всех зданий и сооружений, а на МРЗ - для ответственных зданий и сооружений.

Расчеты сооружений на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий следует выполнять с использованием:

- спектрального метода;

- прямого динамического метода с применением инструментальных записей ускорений грунта при землетрясениях или стандартного набора синтезированных акселерограмм.

Расчетные сейсмические нагрузки для объектов с простой геометрической формой, симметричным или регулярным размещением масс принимаются действующими горизонтально, в направлениях продольной и поперечной осей плана. В противном случае учитываются направления, наиболее опасные для конкретного здания или сооружений, его отдельных конструктивных элементов. При наличии затруднений с выбором опасного направления действия сейсмической нагрузки рекомендуется выполнять независимые расчеты для трех взаимно ортогональных направлений сейсмических сил. [1,22,24,35,50]

3.3.1. Спектральный метод расчета

При определении расчетных значений горизонтальных сейсмических нагрузок на здания и сооружения высотой H , превышающей в два и более раз его ширину B и длину L допускается принимать расчетную схему (рис. 3.4,а) в виде многомассового упруго-деформируемого консольного стержня, жестко заделанного в основании, несущего сосредоточенные массы весом Q_k , на уровне перекрытий, и совершающего колебательное движение по одному из направлений (x или y) [1,24,35,62]. Когда ширина сооружения B меньше в три и более раз двух других его размеров длины и высоты (H и L) допускается принимать расчетную схему (рис. 3.4, б) в виде многомассовой упруго-деформируемой перекрестной системы с сосредоточенными в узлах массами, которые расположены на уровне перекрытий. Для получения наиболее близких к реальным ситуациям результатов рекомендуется принимать пространственные расчетные динамические модели (рис. 3.41 ,в).

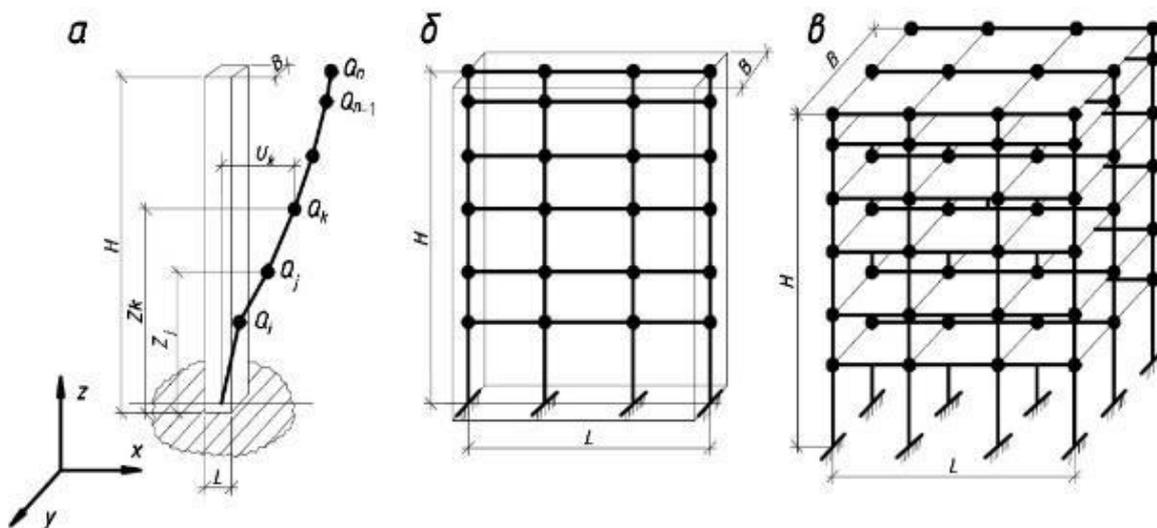


Рис. 3.41. Расчетные схемы зданий и сооружений: а – в виде консольного стержня с несколькими массами; б – в виде многомассовой перекрестной системы; в – в виде трехмерной динамической модели

3.3.2. Прямой динамический метод расчета

Прямые динамические расчеты зданий и сооружений необходимо выполнять с использованием расчетных акселерограмм [37]:

$$a_i(t) = A_i y_i(t), \quad (3.1)$$

где i – номер составляющей вектора колебаний; A_i – максимальное значение амплитуды ускорений; $y_i(t)$ – нормированная на единицу функция, которая описывает колебание грунта во времени.

При расчетах особо важных объектов на сейсмические воздействия следует использовать акселерограммы, построенные для заданной вероятности непревышения максимальных сейсмических воздействий на основе инструментальных записей сильных и промежуточных по величине землетрясений, зарегистрированных в непосредственной близости от строительной площадки, либо в условиях, близких к условиям площадки проектируемого здания. В этом случае величины A_i определяются с помощью работ по уточнению сейсмической опасности места строительства [37,62]. При отсутствии инструментальных записей для создания расчетных акселерограмм могут быть применены расчетные методы и данные о приращении сейсмической балльности за счет влияния местных грунтовых условий площадки.

При проведении прямых динамических расчетов с использованием набора синтезированных акселерограмм за основу принимаются данные о землетрясениях, вызывающих колебания с преобладающими периодами, величины которых близки к периодам первой формы свободных колебаний проектируемого здания.

Значения сейсмических нагрузок, перемещений и деформаций необходимо определять с учетом нелинейного работы конструкций в упруго-пластичной зоне.

Прямые динамические расчеты зданий с динамическими гасителями колебаний, системами сейсмоизоляции, демпфирующими устройствами, с

адаптивными системами сейсмозащиты и другими сейсмозащитными элементами необходимо выполнять при научном сопровождении и при участии организаций, которые имеют лицензию на выполнение таких видов работ. [1,23,24,35,63]

3.4. Определение горизонтальной сейсмической нагрузки на здание согласно СП 14.13330.2018

Расчетное значение горизонтальной сейсмической нагрузки приложенной к узловой точке i -й форме свободных колебаний зданий или сооружений определяется по формуле [50]:

$$S_{ik} = k_0 \cdot k_1 \cdot S_{0ik}^j, \quad (3.2)$$

где k_0 – коэффициент, который учитывает назначение и ответственность сооружения, принимаемый по [50]; k_1 – коэффициент, учитывающий дополнительные повреждения зданий и сооружений, который принимается по [50]; S_{0ik}^j – значение сейсмической нагрузки, приложенной к массе с номером i при форме собственных колебаний с номером k здания или сооружения, определяемое в предположении упругой деформации конструкции по формуле [50]:

$$S_{0ik}^j = M_i \cdot A \cdot \beta_k \cdot k_\psi \cdot \eta_{ik}, \quad (3.3)$$

где M_i – масса, сосредоточенная в перекрытии с номером i ; A – реальное значение ускорения в уровне основания, принимаемое по расчетным акселорограммам; k_ψ – коэффициент, учитывающий способность здания рассеивать энергию; η_{ik} – коэффициент, зависящий от формы деформации здания при его свободных колебаниях по k -ой форме. Способ определения данного коэффициента зависит от выбранной расчетной схемы здания.

3.5. Анализ сейсмостойкости проектируемого высотного здания

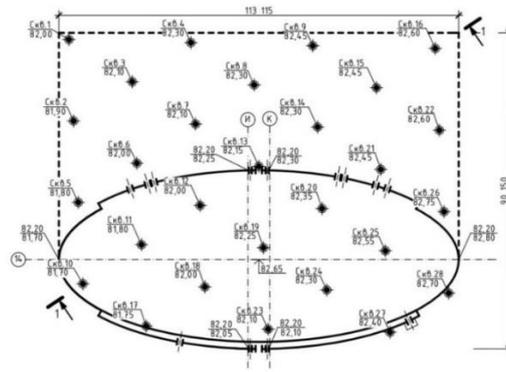
Теория сейсмостойкости в связи с активизацией уникального строительства получает в последние годы новый стимул для своего развития. Повышенный уровень ответственности проектируемых объектов, сложные объемно-планировочные решения, как правило, не применяемые ранее в сейсмоопасных районах, требуют от инженеров новых смелых технических решений.

В рамках исследований приводился анализ сейсмостойкости уникального здания высотой 218 м (рис. 3.5), проектируемого в городе Владивосток на максимальное расчетное землетрясение. Основными несущими конструкциями являются стальные двутавровые колонны, соединенные системой балок с монолитным железобетонным ядром жесткости. Междупэтажные перекрытия и покрытия выполнены в монолитном железобетоне по несъемной опалубке из стального профилированного настила. В конструктивную схему здания для обеспечения пространственной жесткости введены аутригерные этажи, Несущие конструкции опираются на монолитную фундаментную плиту. Грунтовые условия строительной площадки представлены полутвердой глиной, гравелистым песком средней плотности и алевролитом (рис. 3.6). Горизонт грунтовых вод расположен на глубине 13,65 м от поверхности земли.

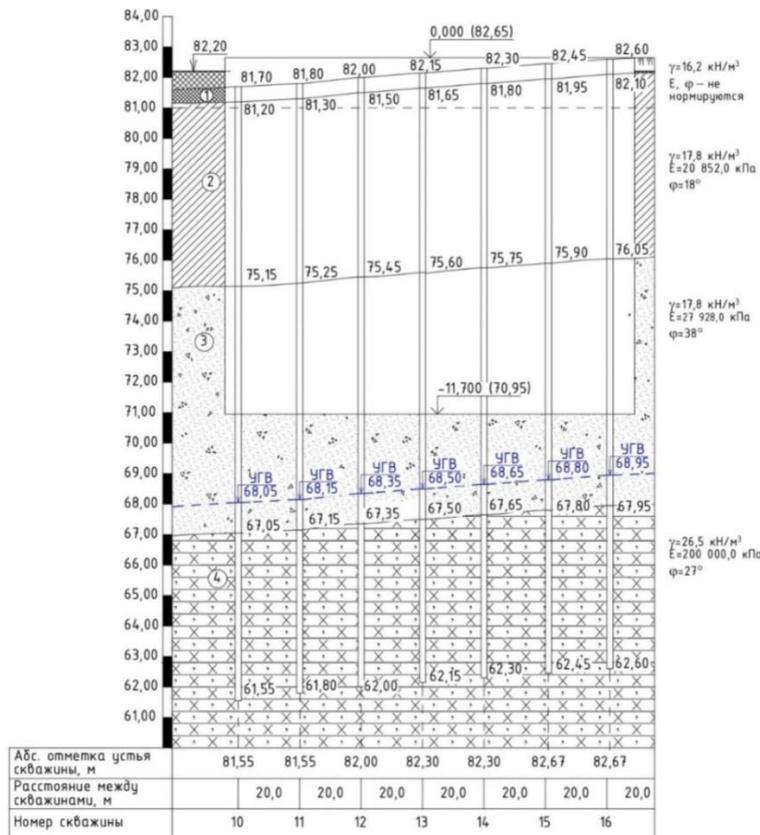


Рис. 3.5. Проектируемое высотное здание

Согласно действующим нормативным документам при проектировании могут учитываться проектное землетрясение (период повторяемости – 1 раз в 100 лет) и максимальное расчетное землетрясение (период повторяемости – 1 раз в 1000 лет). Расчет на ПЗ ведется по картам ОСР-А, В [50], при этом расчетная модель здания, а также принимаемые предельные состояния не отличаются от используемых при основных сочетаниях нагрузок. При расчете на МРЗ модель здания может допускать серьезные повреждения второстепенных конструкций, могут не выполняться проверки по второй группе предельных состояний, если данные отклонения не угрожают жизни и здоровью людей. Также могут игнорироваться предельные состояния первой группы, если это не приведет к непосредственному обрушению здания во время землетрясения: допускаются серьезные трещины, пластические шарниры, разрушения выключающихся связей, пластические деформации несущих элементов и пр. При этом конструкции, которые могут быть подвержены описанным воздействиям, должны проходить обязательную проверку расчетом.



а)



б)

Рис. 3.6. Грунтовые условия строительной площадки: а) – схема расположения инженерно-геологических выработок, б) – геологический разрез по линии 1-1.

После любого землетрясения средней или высокой интенсивности здание должно проходить динамическую паспортизацию, позволяющую уточнить его текущие динамические характеристики и готовность к эксплуатации.

В результате данной процедуры может быть сделано 4 принципиальных вывода:

1. Здание может эксплуатироваться без внесения каких-либо изменений в конструкции;

2. Здание находится в аварийном состоянии, но работы по восстановлению могут быть проведены в плановом порядке без эвакуации людей;

3. Здание находится в аварийном состоянии, работы по восстановлению могут быть проведены при обязательной эвакуации людей;

4. Здание находится в аварийном состоянии и подлежит сносу.

Для анализа сейсмостойкости был выполнен расчет конечно-элементной модели здания (рис. 3.7) на собственные и сейсмические колебания.

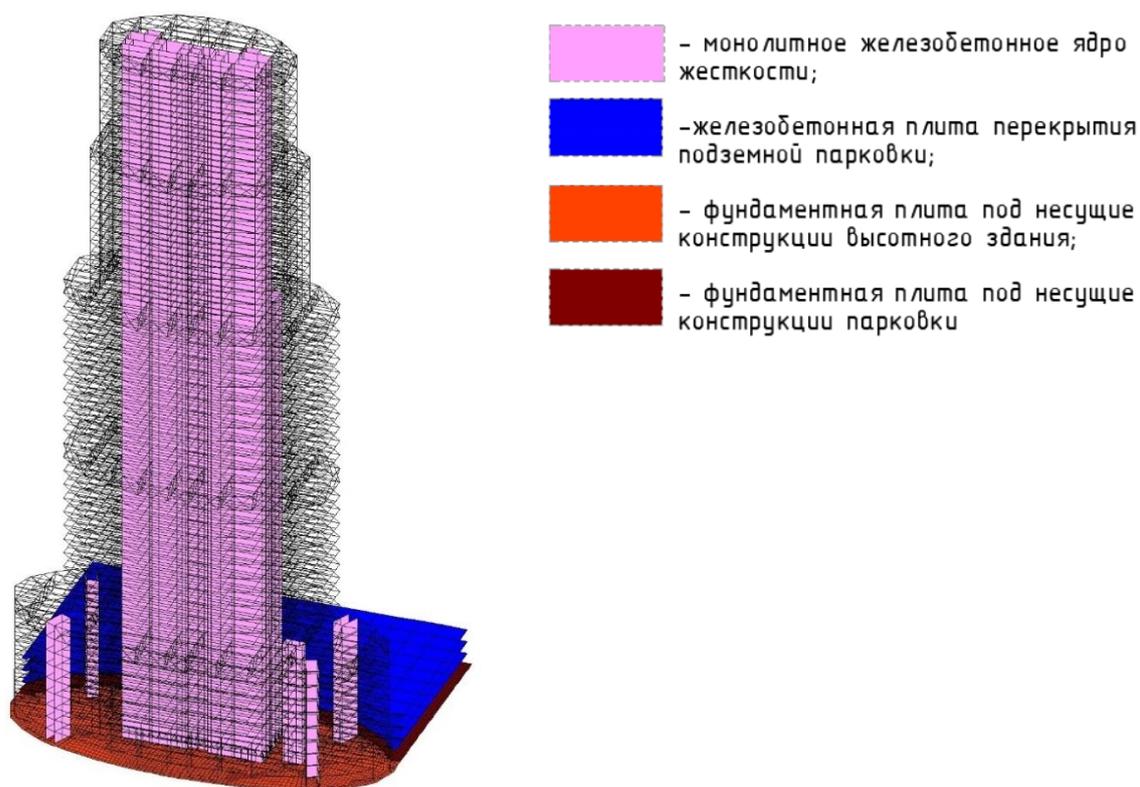


Рис. 3.7. Расчетная модель проектируемого здания

При проектировании с учетом ПЗ могут быть допущены пункты 1, 2 и, в исключительных случаях, 3. При расчете на МРЗ допустимы все пункты, хотя пункты 1 и 2 являются маловероятными.

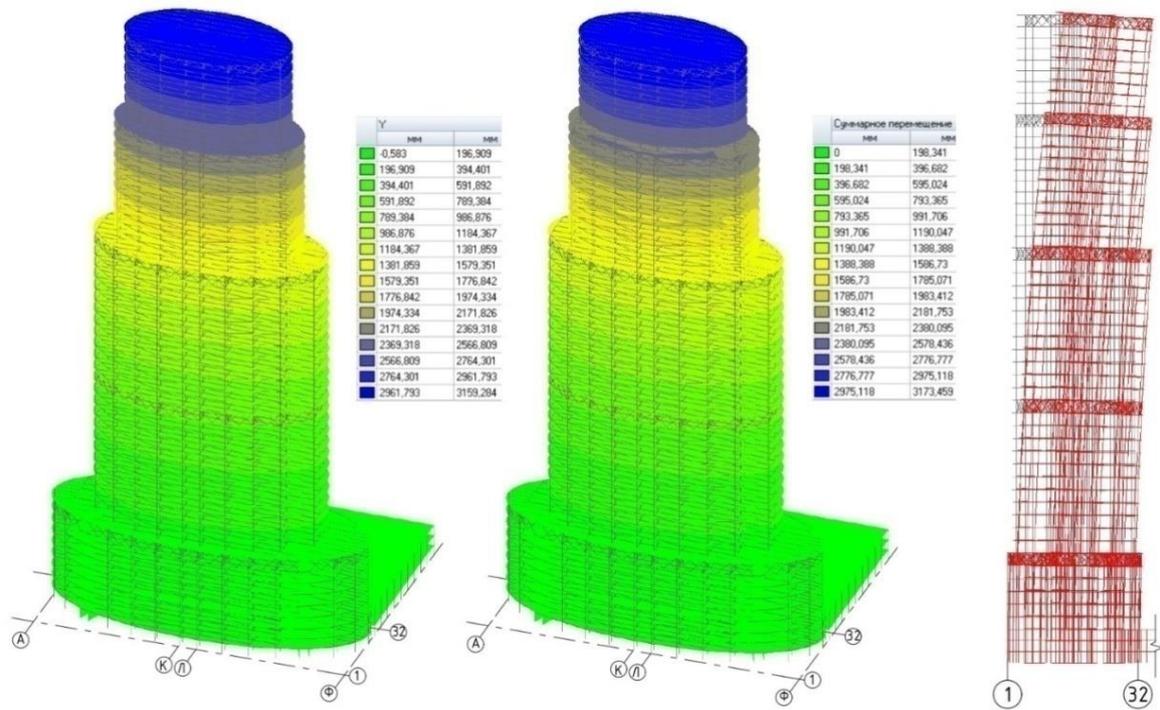
Несущие конструкции здания и фундаментная плита были замоделированы в ПК SCAD Office, а грунтовые условия строительной площадки в программе-сателлите КРОСС. Данная механическая система имеет большое число степеней свободы, при этом преобладающими будут являться изгибные колебания, соответствующие первой и второй формам. Динамические характеристики здания определены согласно методике, изложенной в главе 1 по упрощенной схеме. Сейсмическая нагрузка определялась спектральным методом согласно [50]. Динамические характеристики, формы собственных колебаний, а также сейсмические нагрузки приведены в таблице 3.1.

Анализ напряженно-деформированного состояния при сейсмических воздействиях показал, что прочность наземных несущих конструкций – колонн, плит перекрытий и покрытия, ядра жесткости – обеспечивается, что соответствует требованиям к расчету на МРЗ.

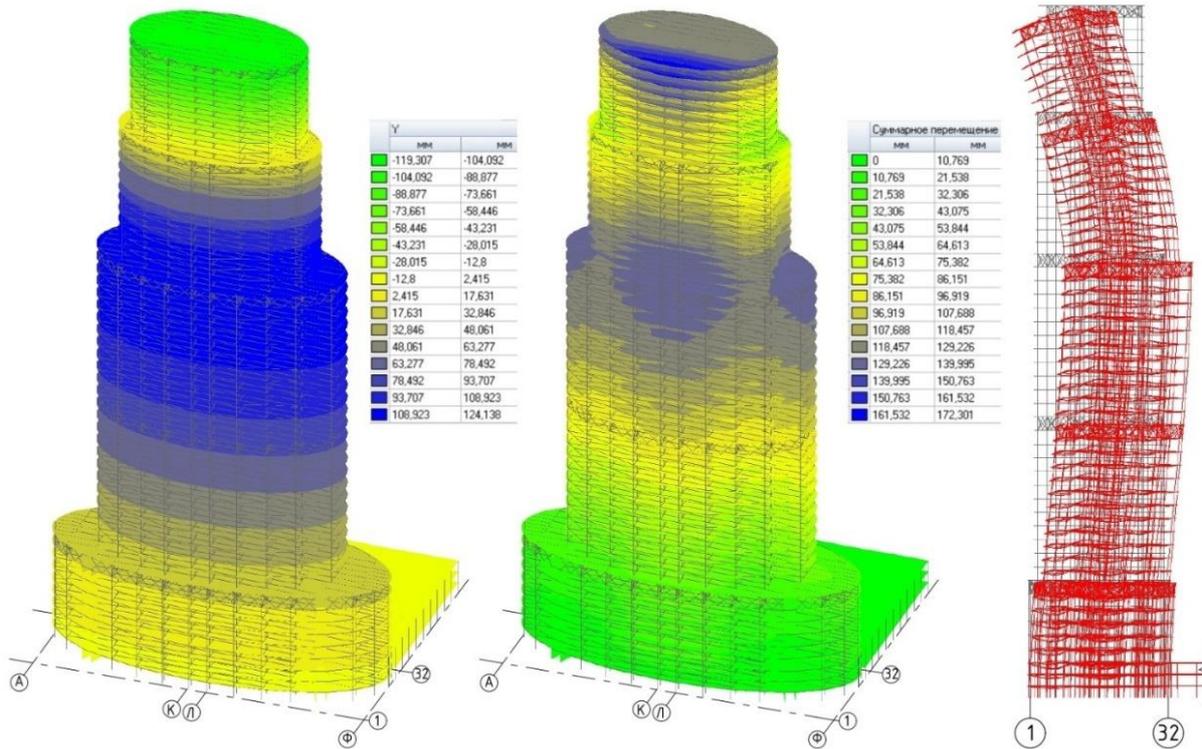
Максимальные горизонтальные перемещения здания (рис.3.8) при околорезонансных частотах по первой форме собственных колебаний составляют порядка 3 м и выходят за границы, установленные для второго предельного состояния, что, тем не менее, не противоречит требованиям при расчете на МРЗ.

Наибольшие повреждения при МРЗ получит монолитная фундаментная плита, результаты расчета которой приведены на рис. 3.9. Анализ показывает, что в плите при полном совпадении частот могут возникать местные отрывы, не приводящие к обрушению здания.

На рис. 3.10 приводятся результаты подбора арматуры фундаментной плиты. При этом возникают локальные зоны (красные контуры), в которых напряжения в арматуре превысят предел текучести стали, что приведет к незначительным пластическим деформациям.



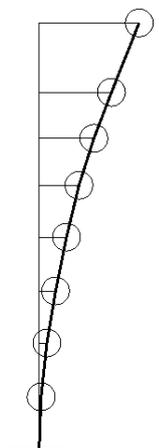
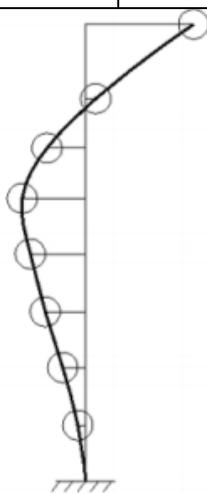
а)



б)

Рис. 3.8. Горизонтальные и суммарные перемещения здания (мм) от сейсмических воздействий, схема деформаций во время землетрясения: а) – первая форма собственных колебаний, б) – вторая форма собственных колебаний

Формы собственных колебаний

Форма собственных колебаний 1			
$\omega_1, \text{рад/сек}$	$f_1, \text{сек}^{-1}$	$T_1, \text{сек}$	$S_{i1}, \text{кН}$
1,39263	0,22176	4,509	
$\varphi_{11} = 1$			$S_{11} = 71759,4$
$\varphi_{21} = 0,724$			$S_{21} = 71234,4$
$\varphi_{31} = 0,549$			$S_{31} = 53925,7$
$\varphi_{41} = 0,400$			$S_{41} = 51124,7$
$\varphi_{51} = 0,276$			$S_{51} = 36074,6$
$\varphi_{61} = 0,167$			$S_{61} = 21858,8$
$\varphi_{71} = 0,080$			$S_{71} = 10470,8$
$\varphi_{81} = 0,022$			$S_{81} = 71759,39$
Форма собственных колебаний 2			
$\omega_2, \text{рад/сек}$	$f_2, \text{сек}^{-1}$	$T_2, \text{сек}$	$S_{i2}, \text{кН}$
4,699	0,748	1,336	
$\varphi_{12} = 1$			$S_{12} = -56158,4$
$\varphi_{22} = 0,094$			$S_{22} = -7230,95$
$\varphi_{32} = -0,357$			$S_{32} = 27409,21$
$\varphi_{42} = -0,586$			$S_{42} = 58655,85$
$\varphi_{52} = -0,512$			$S_{52} = 52315,18$
$\varphi_{62} = -0,374$			$S_{62} = 38214,6$
$\varphi_{72} = -0,212$			$S_{72} = 21661,75$
$\varphi_{82} = -0,072$			$S_{82} = 12788,57$

Общий анализ сейсмостойкости проектируемого здания показал, что:

- надежность несущих конструкций здания по первому и второму предельным состояниям при ПЗ обеспечена;
- надежность наземных несущих конструкций здания по первому предельному состоянию при МРЗ обеспечена;

- максимальные горизонтальные перемещения здания превышают максимально допустимые, но не приводят к разрушениям основных несущих конструкций, что не противоречит требованиям при МРЗ;
- локальные отрывы, а также локальные пластические деформации, возникающие в фундаментной плите, допустимы при МРЗ.

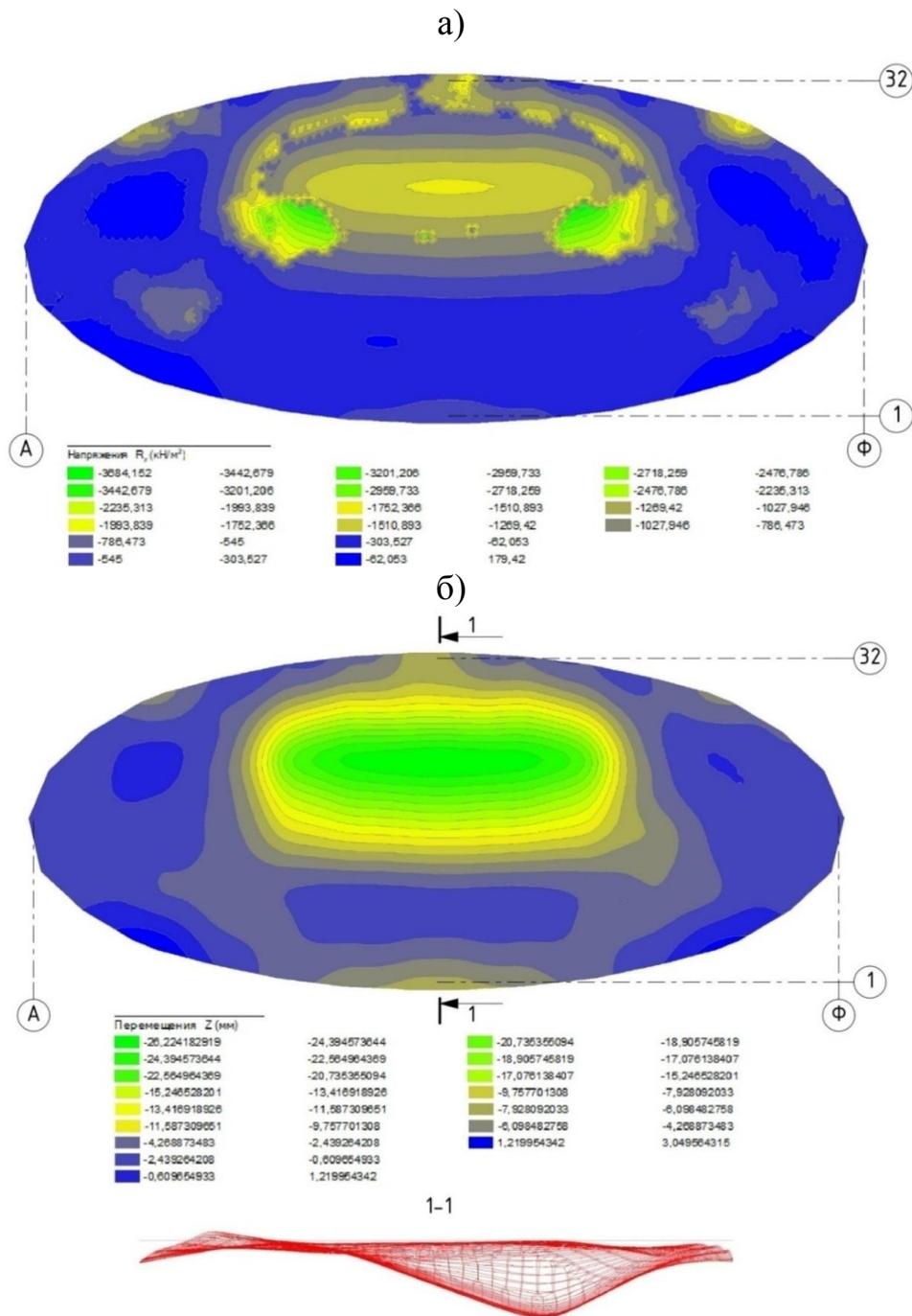


Рис. 3.9. Поля реактивных давлений (а) и вертикальных перемещений (б) под подошвой фундамента

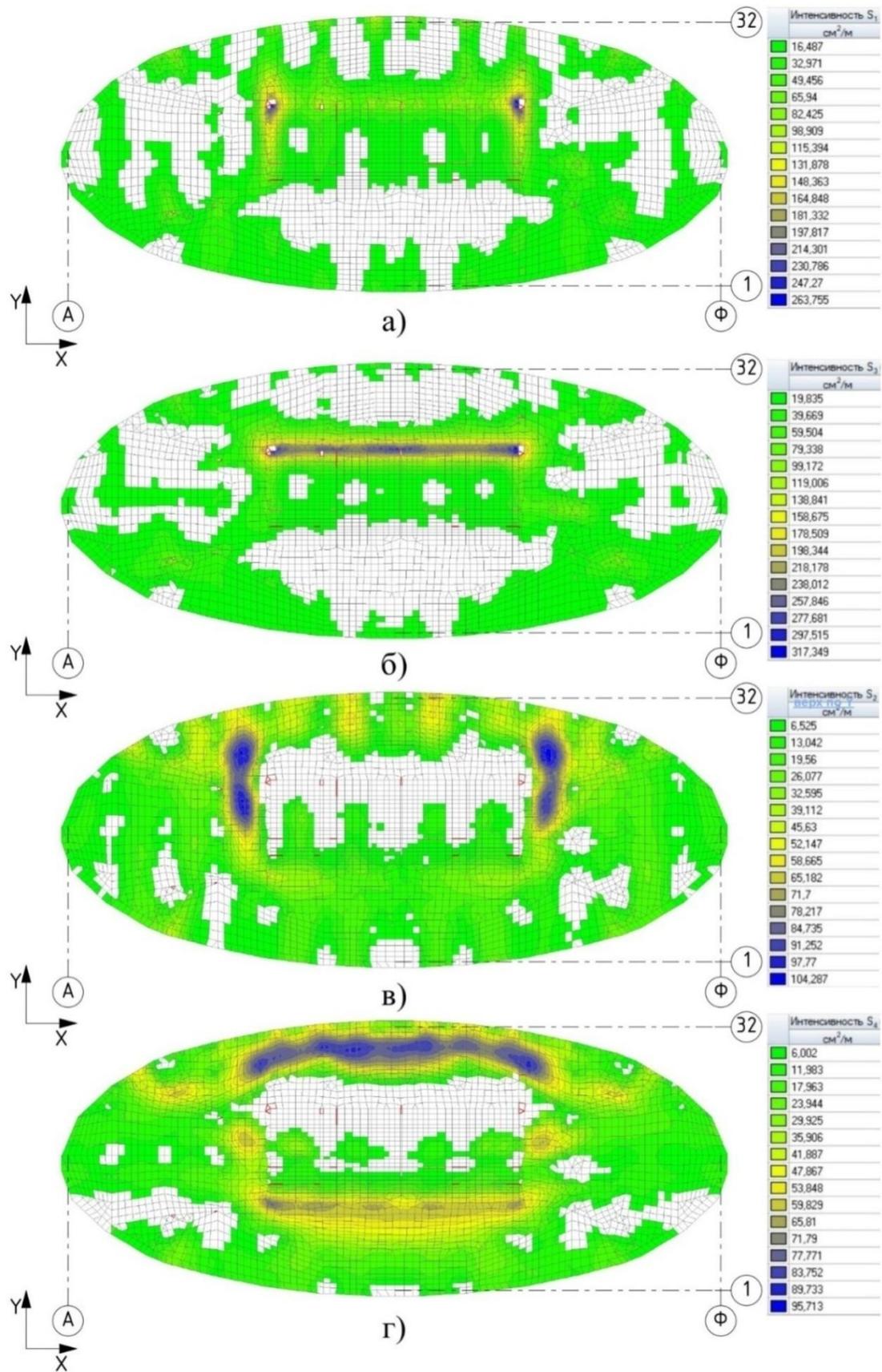


Рис. 3.10. Изополя армирования фундаментной плиты: а) – нижнее по оси OX, б) нижнее по оси OY, в) – верхнее по оси OX, б) верхнее по оси OY.

Таким образом, общая безопасность людей, находящихся в здании при МРЗ, обеспечена и здание может быть допущено к эксплуатации после получения разрешения от проектных и научно-исследовательских организаций, специализирующихся на сейсмостойком строительстве и имеющих соответствующие полномочия. Вопрос о возможности эксплуатации здания после наступления МРЗ остается открытым и данное заключение может быть принято лишь на основании натурной экспертизы аварийного объекта.

3.6. Определение сейсмических нагрузок на каркасное многоэтажное здание с учетом реальных данных о землетрясении

Для определения реальных сейсмических нагрузок на проектируемое 8-этажное каркасное здание гостиницы, рассмотренное в главе 1, моделировались сейсмические воздействия по результатам анализа землетрясения, произошедшего 13 ноября 1993 г. у восточного побережья Камчатки [16].

Землетрясение с моментной магнитудой $M_w = 7.0$ и глубиной очага ~ 54 км, по своим параметрам представляет собой типичное для региона сейсмическое событие — межплитовое субдукционное землетрясение тихоокеанской фокальной зоны. Такие события в среднем повторяются с периодом менее 10 лет. Проведенный анализ сейсмической опасности для Петропавловска-Камчатского показал, что в этой фокальной зоне максимально возможным является землетрясение с моментной магнитудой $M_w = 9.0$, причем оценка параметров колебаний поверхности на относительно малых расстояниях от очага этого землетрясения, в пределах Петропавловска-Камчатского, представляет собой достаточно сложную проблему [16]. Оценить параметры колебаний земной поверхности в разных пунктах, на скальных и осадочных породах, можно посредством моделирования акселерограмм этого сценарного землетрясения [16,38,62].

В ходе анализа акселерограмм (рис. 3.11), предложенных в работе О.В. Павленко [38], были получены графики реальных изменений сейсмических нагрузок.

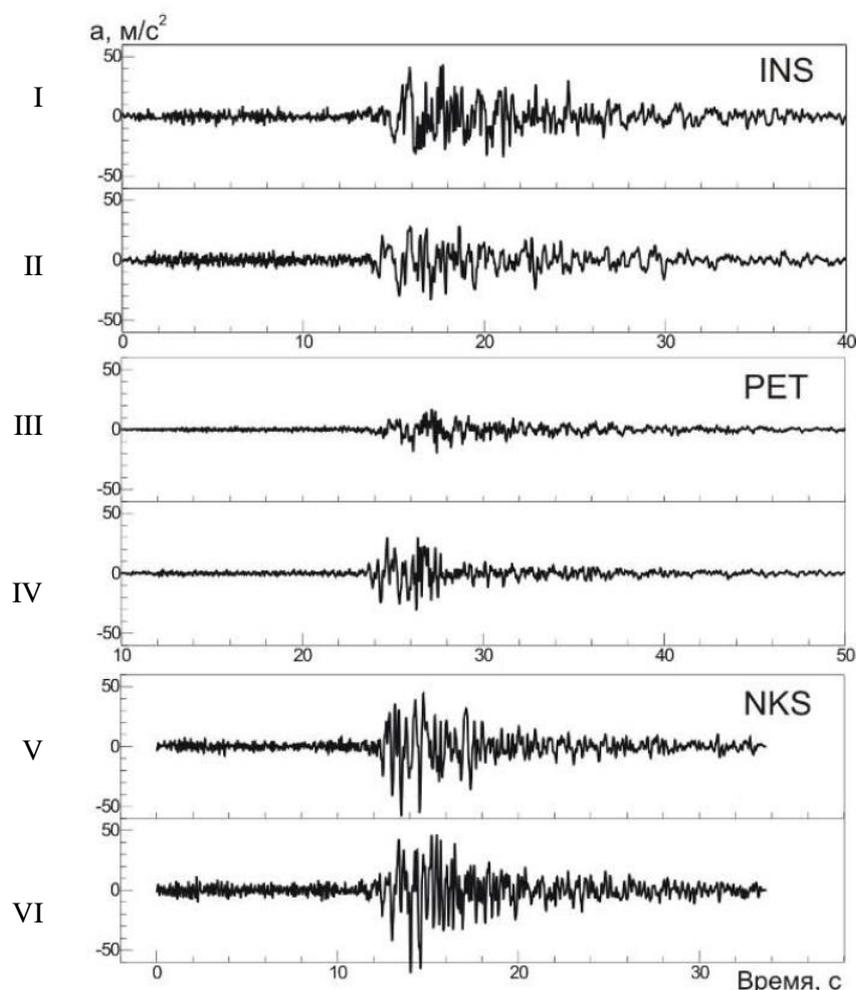


Рис. 3.11. Акселерограммы землетрясения 13.11.1993 г., зарегистрированные сейсмо-станциями INS, PET и NKS; верхняя и нижняя записи — горизонтальные компоненты ВЗ (восток-запад) и СЮ (север-юг)

Аналізу подвергались акселерограммы I и VI как наиболее характерные. На рис. 3.12, 3.13, 3.14, 3.15 приводятся графики сейсмических нагрузок, построенные с помощью рис. 3.11. На рис. 3.16, 3.17 показаны деформированные схемы здания от определенных ранее сейсмических нагрузок при резонансе по первой и второй формам собственных колебаний.

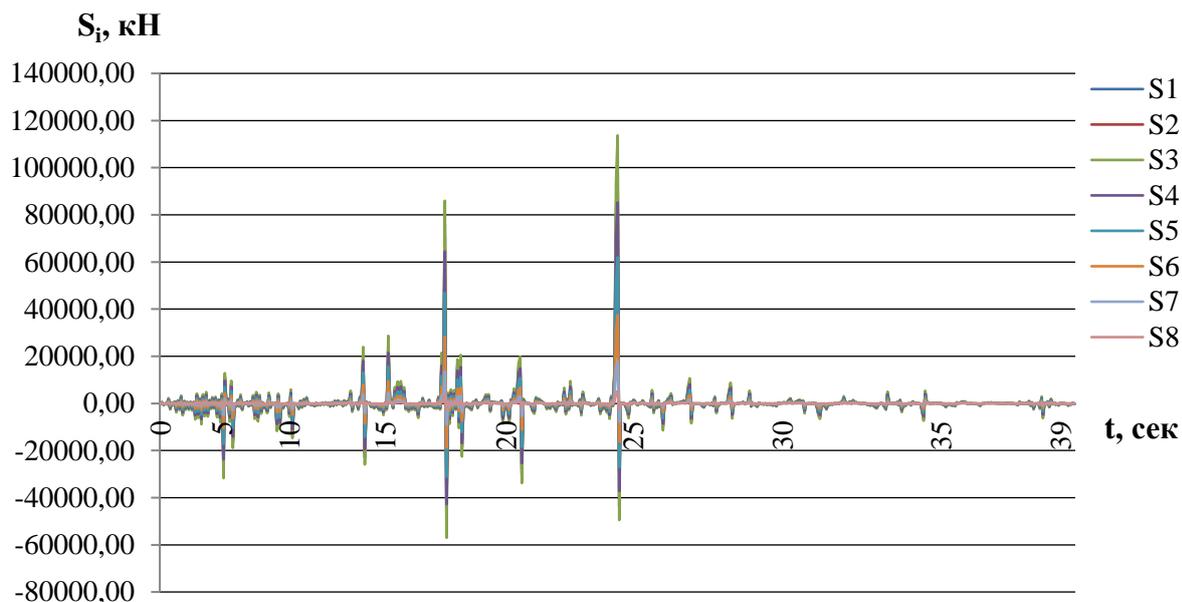


Рис.3.12. Реальные сейсмические нагрузки (резонанс – по I ФСК, РМВ – акс.I)

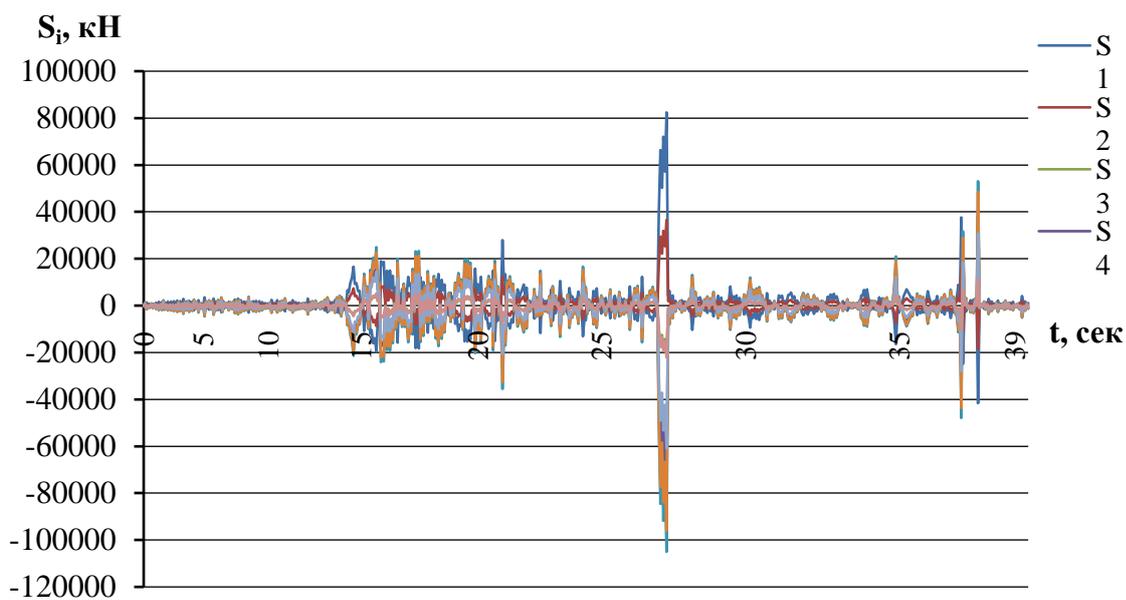


Рис. 3.132. Реальные сейсмические нагрузки (резонанс – по II ФСК, РМВ – акс.I)

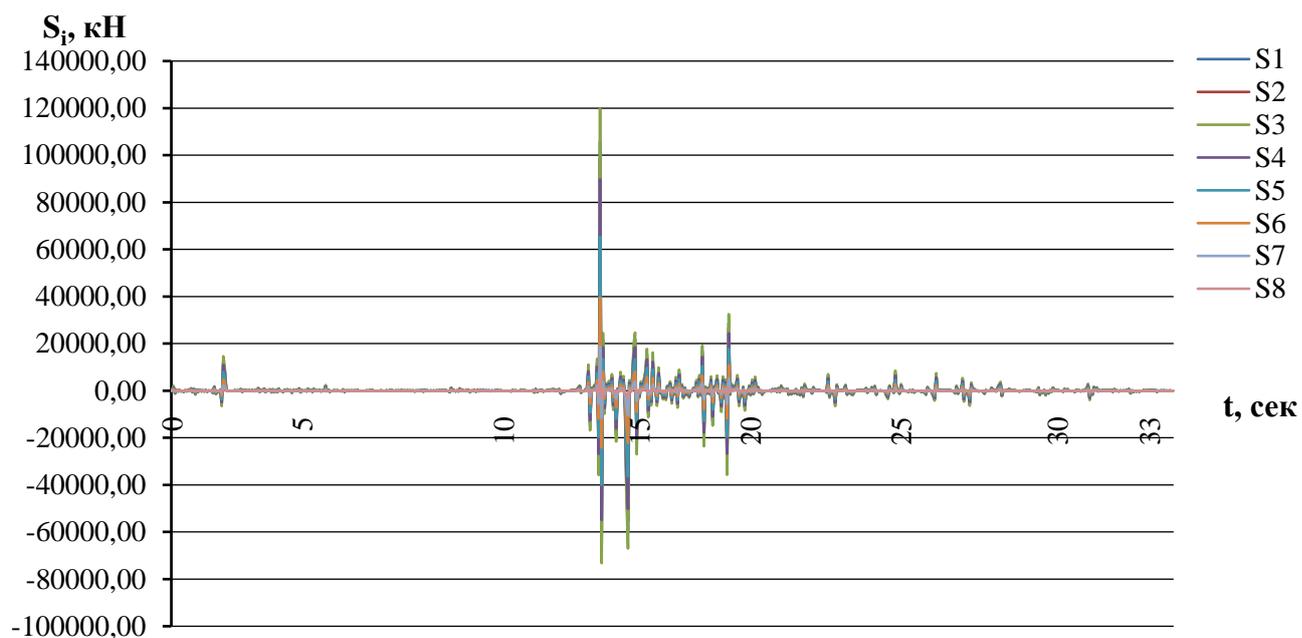


Рис. 3.14. Реальные сейсмические нагрузки (резонанс – по I ФСК, РМВ – акс.VI)

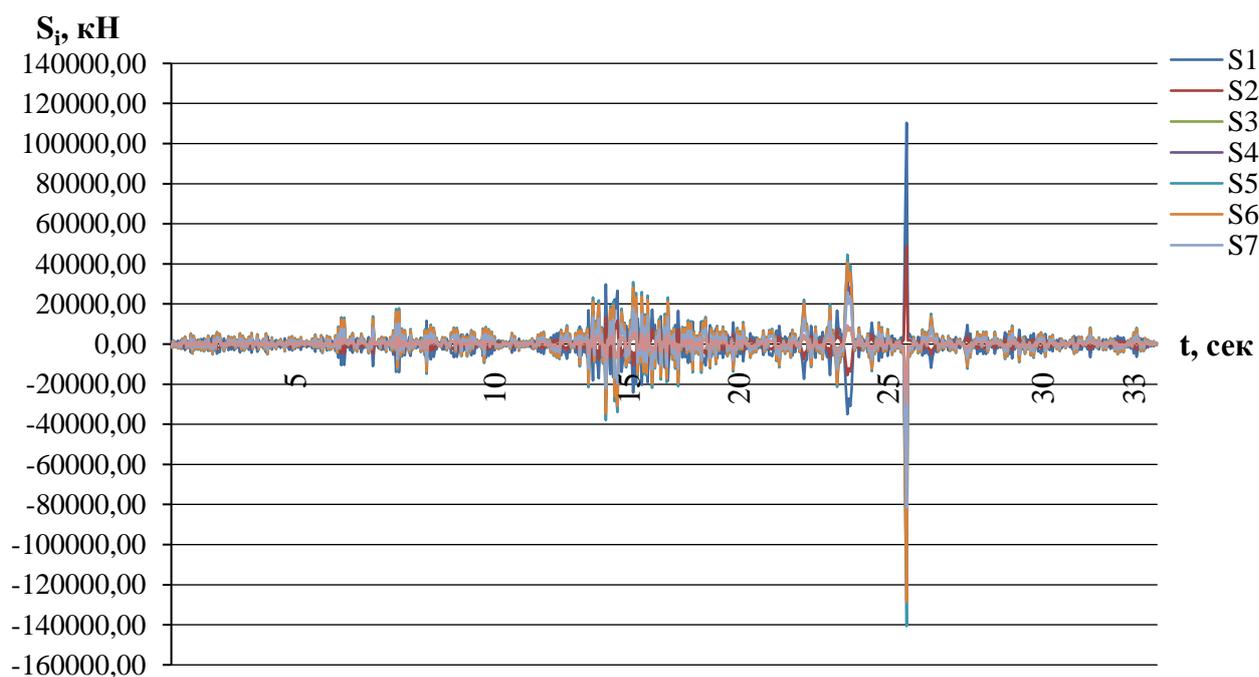


Рис. 3.153. Реальные сейсмические нагрузки (резонанс – по II ФСК, РМВ – акс.VI)

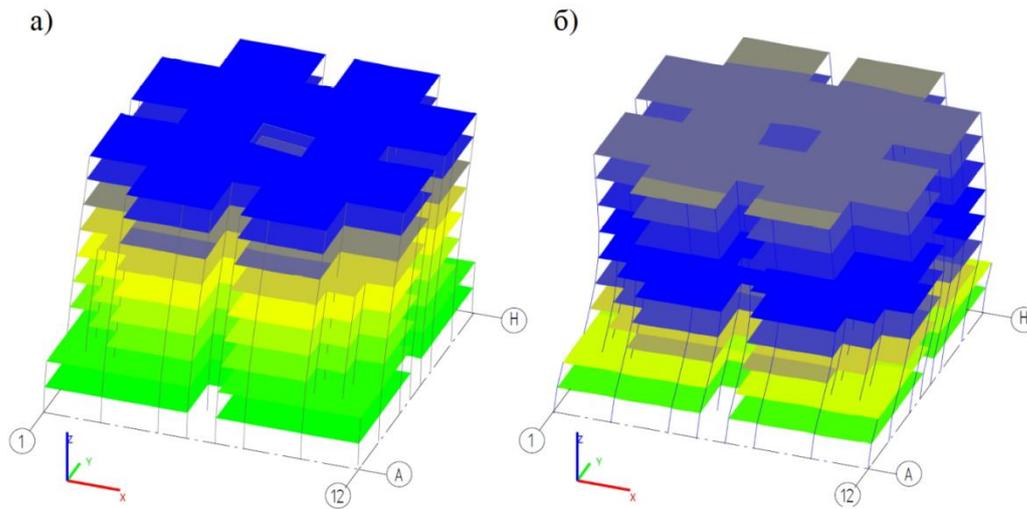


Рис.3.16. Деформированная расчетная модель проектируемого здания под действием сейсмических нагрузок: а) по I ФСК; б) по II ФСК

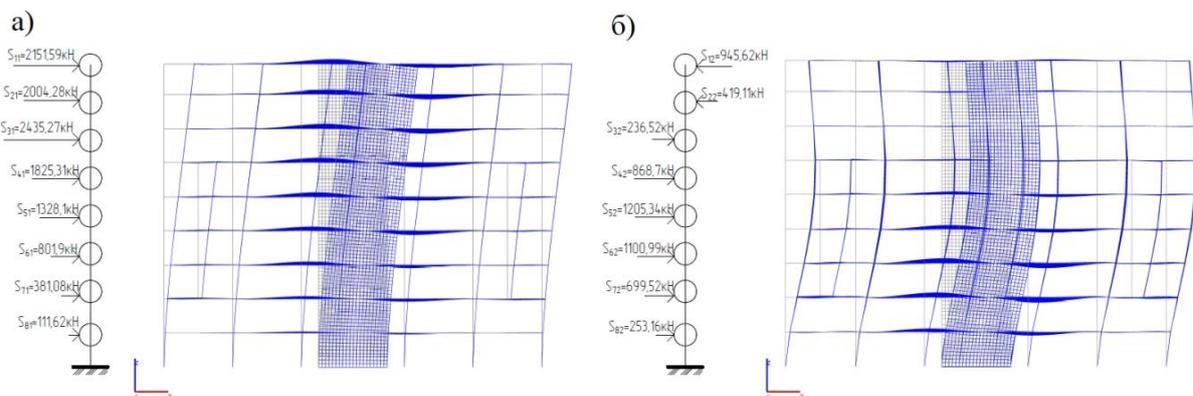


Рис. 3.174. Деформации модели проектируемого здания под действием сейсмических нагрузок: а) по I ФСК; б) по II ФСК

3.7. Определение динамических напряжений, возникающих в конструкциях каркасного здания от сейсмических воздействий

Для здания, рассмотренного в главе 1, определялись динамические напряжения, возникающие в наиболее нагруженном конструктивном элементе и зависящие от двух факторов: статического напряжения от единичной силы в i -ой массе; реальной сейсмической нагрузки.

Динамическое напряжение может быть определено по формуле:

$$\sigma_d = \sum \sigma_{ст}^i \cdot S_i, \quad (3.4)$$

где $\sigma_{ст}^i$ – статическое напряжение от единичной силы в i -ой массе; S_i – реальная сейсмическая нагрузка в i -ой массе, принимаемая графикам, построение которых осуществляется на основании данных акселерограмм.

Статическое напряжение $\sigma_{ст}^i$ определялось путем приложения распределённой нагрузки на i -ое перекрытие таким образом, чтобы равнодействующая сила распределенной нагрузки составляла 1 кН. Согласно результатам расчета были выявлены необходимые напряжения, приведенные в таблице 3.2.

Таблица 3.2

Статические напряжения от единичной силы в i -ой массе

i	$\sigma_{ст}^i$
1	0,000822673
2	0,000805339
3	0,000724418
4	0,000178164
5	0,000192478
6	0,000109797
7	6,08825E-05
8	2,72086E-05

На рис. 3.18, 3.19, 3.20, 3.30 приводится история напряжений, определенных с помощью рис. 3.12, 3.13, 3.14, 3.15 и соотношения (3.4). Согласно данным графикам, можно отметить, что при воздействии землетрясения на здание будут наблюдаться резонансные явления.

Анализируя графики (рис. 3.18, 3.19, 3.20, 3.30), было определено максимальное напряжение, возникающее в наиболее нагруженной колонне, которое составило $\sigma_{д,маx} = 292,2$ кН/см². Согласно этому анализу возникающие напряжения в колонне в 6,8 раза превышают ее несущую способность. Таким образом, исследуемая колонна не отвечает требованиям прочности.

Кроме этого было определено максимальное значение динамического напряжения в наименее нагруженной колонне, которое составило 39,6 кН/см². Данное значение не превышает расчетного сопротивления материала колонны ($R_y = 43$ кН/см²), но в остальных колоннах напряжения будут превышать несущую способность конструкции.

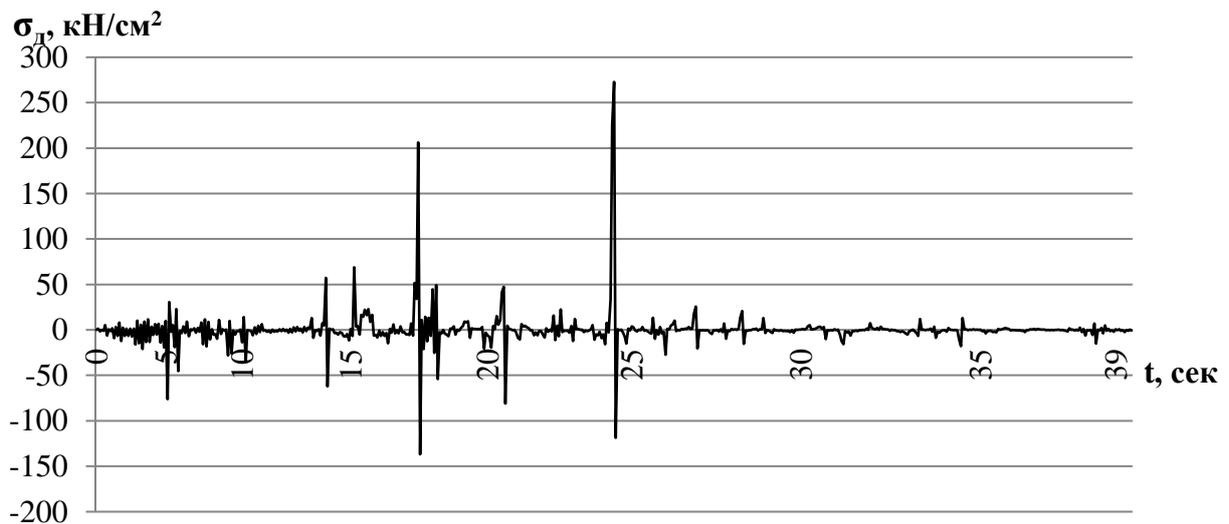


Рис. 3.18. График динамических реальных напряжений (резонанс – по I ФСК, РМВ – акс.Д)

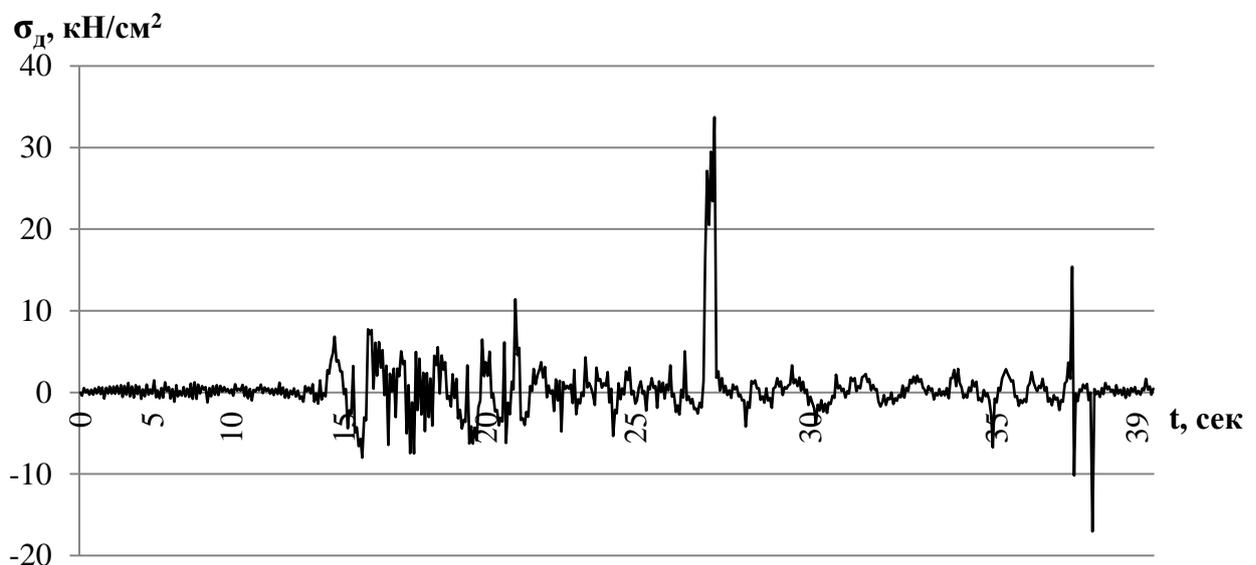


Рис. 3.19. График изменения динамических напряжений (резонанс – по II ФСК, РМВ – акс.Д)

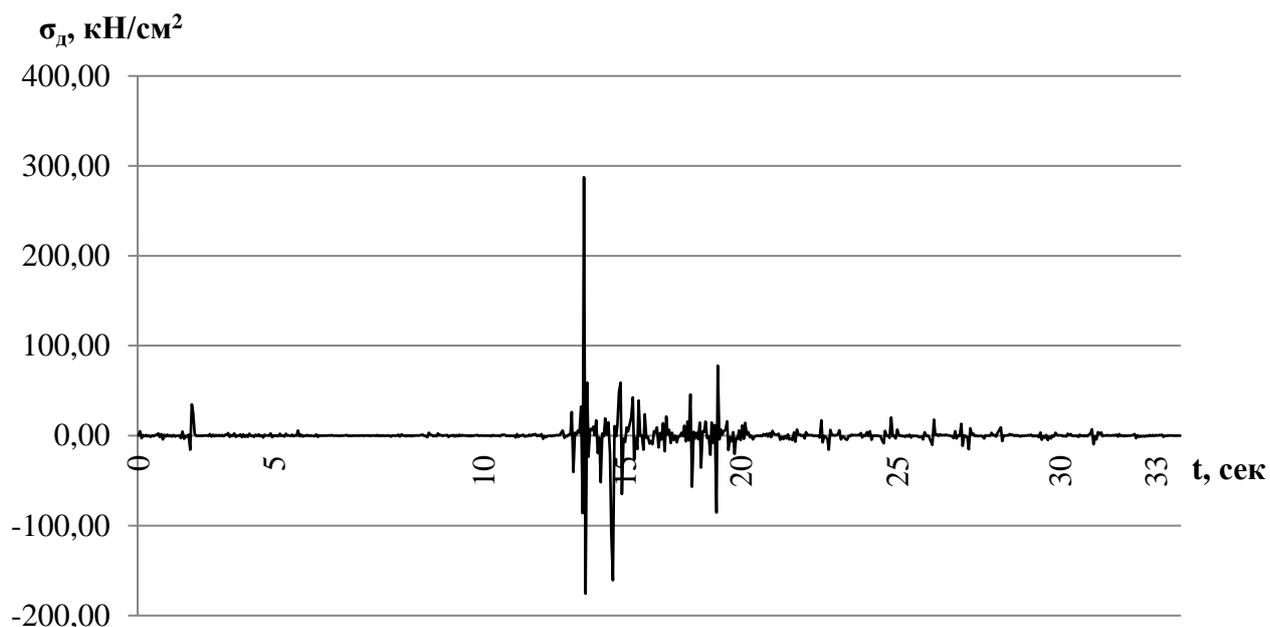


Рис.3.20. График изменения динамических напряжений (резонанс – по I ФСК, РМВ – акс.VI)

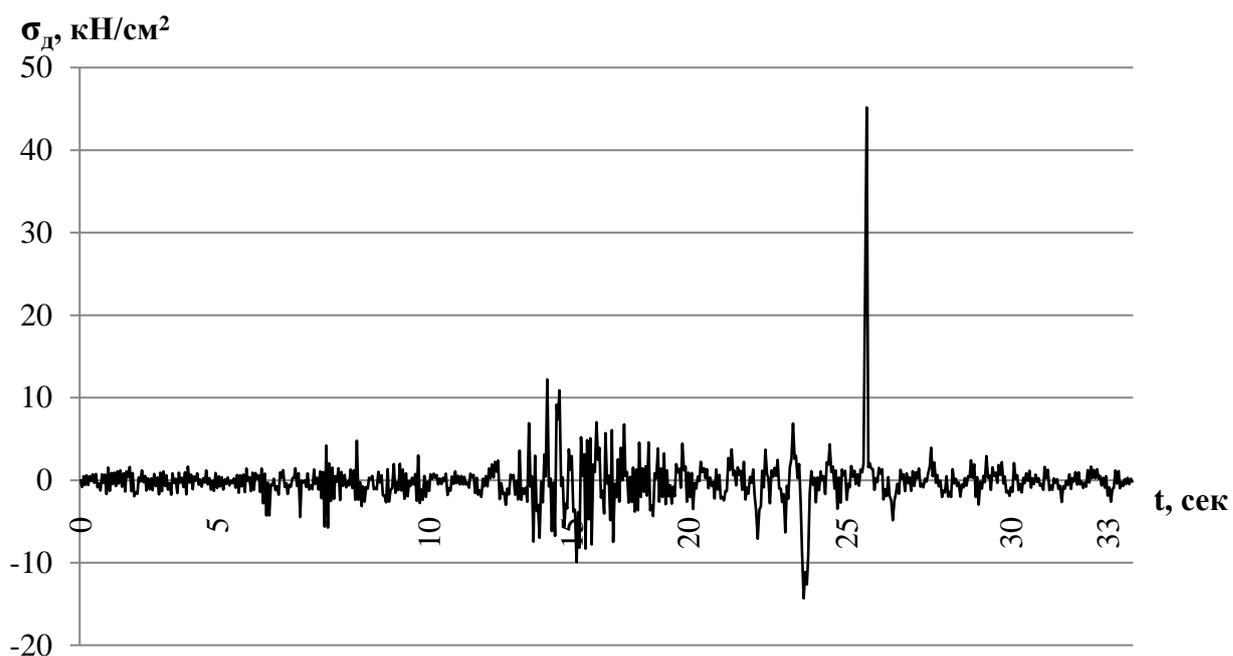


Рис. 3.21. График изменения динамических напряжений (резонанс – по II ФСК, РМВ – акс. VI)

Таким образом, может быть сделан вывод, что в результате этих необратимых процессов может произойти разрушение большинства колонн проектируемого здания, иначе говоря, проектируемое каркасное здание не выдержит землетрясение с магнитудой в 7 баллов и разрушится от действия

резонансных эффектов, возникающих в период сейсмических воздействий. Предлагается произвести изменение конструктивной схемы здания с использованием приемов, увеличивающих жесткость каркаса. При этом необходимо отметить, что данное событие маловероятно ввиду необходимости наступления большого числа условий, обуславливающих полное совпадение собственных частот здания и частот колебаний грунта, а также достижение резонанса.

Список литературы

1. Амосов А. А. Основы теории сейсмостойкости сооружений : учеб.пособие / А. А. Амосов, С. Б. Сеницын. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – Москва : АСВ, 2010. – 134 с.
2. Архив погоды в городе Елизово [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.pogodaiklimat.ru> (свободный)
3. Архив погоды в городе Нижний Новгород [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://meteoinfo.ru> (свободный)
4. Афанасьев, Н. Н. Статистическая теория усталостной прочности металлов / Н. Н. Афанасьев. – Киев : АН УССР, 1953. – 128 с.
5. Барштейн, М.Ф. Динамический расчет зданий и сооружений / М. Ф. Барштейн, В. А. Ильичев, Б. Г. Коренев [и др.] ; под ред. Б. Г. Коренева, И. М. Рабиновича. – 2-е изд., перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1984. – 303 с. : ил. – (Справочник проектировщика)
6. Березин, М.А. Атлас аэродинамических характеристик строительных конструкций / М.А. Березин, В.В. Катюшин. – Новосибирск: ООО Олден-полиграфия, 2003. – 138 с.
7. Бутенин, Н.В. Курс теоретической механики Т.1. Статика и кинематика. Т.2. Динамика / Н.В. Бутенин, Я.Л. Лунц, Д.Р. Меркин. – 11-е изд., стер. – СПб: Лань, 2009. – 736 с.
8. Вальгер, С.А. Структура турбулентного отрывного течения в окрестности установленной на пластине призмы / С.А. Вальгер, Н.Н. Федорова, А.В. Федорова // Теплофизика и аэромеханика / Институт теплофизики СО РАН. – Новосибирск, 2015. – Том №22. - №1. – С. 29-42.
9. Васильчиков, В.В. Оценка сейсмостойкости сейсмоустойчивости зданий с учетом пространственных колебаний конструкции и податливости основания: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.17/ Васильчиков, Валентин Владимирович – М., 2001 – 156 с.

10. Вольфсон, Б.П. О собственных колебаниях одномерной периодической системы / Б.П. Вольфсон// Сб. Исследования по теории сооружений, под ред. проф. Б.Г. Корнева, чл.-корр. АН СССР И.М. Рабиновича, проф. А.Ф. Смирнова. – Москва, 1969. – вып. 17. – С.87-92.
11. Гагарин, В.Г. Аэродинамические характеристики зданий для расчета ветрового воздействия на ограждающие конструкции / Гагарин В.Г., Гувернюк С.В., Леденев П.В. // Жилищное строительство. – Москва, 2010. - № 1. - С. 7-10.
12. Голуб, В. П. Определяющие уравнения в нелинейной механике поврежденности / В. П. Голуб // Прикладная механика. – 1993. – Т. 29, № 10. – С. 37-49.
13. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломина. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.
14. ГОСТ Р 56728-2015 Здания и сооружения. Методика определения ветровых нагрузок на ограждающие конструкции. – М.: Стандартинформ, 2016. – 12 с.
15. Гувернюк, С.В. Компьютерное моделирование аэродинамических воздействий на элементы ограждений высотных зданий / С.В. Гувернюк, В.Г. Гагарин // Вентиляция, отопление, кондиционирование воздуха, теплоснабжение и строительная физика (АВОК) / АВОК-пресс. – Москва, 2006. - №8. – С. 18-26.
16. Гусев, А.А. Об оценке сейсмической опасности для города Петропавловска-Камчатского на основе набора сценарных землетрясений / А.А. Гусев, Л.С. Шумилина, К.Н. Акатова // Электрон. науч.-информ. журнал «Вестник ОГГТГН РАН» - 2005. - № 1 (23). - С. 1–22.

17. Дашевский, М.А. Определение частот собственных колебаний многоэтажных зданий периодической структуры / М.А. Дашевский, В.Л. Мондрус, С.Н. Шутовский// Вестник МГСУ. – Москва, 2012. - №2. – С. 35-40.
18. Егупов, К. А. Метод построения крутильно-поступательных форм собственных ко-лебаний многоэтажных зданий / К. А. Егупов // Вестник Дагестанского государственного технического университета. – 2012. – № 27. – С. 69–76.
19. Еремеев, П. Г. Современные стальные конструкции большепролетных покрытий уникальных зданий и сооружений [Текст]: монография / П. Г. Еремеев. – М.: АСВ, 2009. – 336 с.
20. Ерофеев, В.И. Влияние поврежденности материала на эволюцию акустической волны / В.И. Ерофеев, Е.А. Никитина, П.А. Хазов // Приволжский научный журнал /Нижегор. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2015. – № 2. – С. 32–42.
21. Иванова, В. С. Природа усталости металлов / В.С. Иванова, В.Ф. Терентьев. – Москва : Металлургия, 1975. – 456 с.
22. Инструкция по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений / Ин-т строит. механики и сейсмостойкости. – Москва :Гостройиздат, 1962. – 127 с.
23. Казина Г. А. Современные методы сейсмозащиты зданий и сооружений: обзор / Г. А. Казина, Л. Ш. Килимник. – Москва : ВНИИИС, 1987. – 66 с.: ил. – (Строительство и архитектура : обзор.информ. / ВНИИ информ. по стр-ву и архитектуре. Серия 8. Строительные конструкции; Вып. 7).
24. Карапетян, Б. К. Сейсмические воздействия на здания и сооружения / Б. К. Карапетян, Н. К. Карапетян; Акад. наук СССР, Межвед. совет по сейсмологии и сейсмостойк. стр-ву. – Москва : Наука, 1978. – 159 с.

25. Качанов, Л. М. Основы механики разрушения / Л. М. Качанов. – Москва : Наука, 1974. – 311 с.
26. Клаф, Р. Динамика сооружений: пер. с англ. / Р. Клаф, Дж. Пензиен. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
27. Кожаринов, С.В. Динамика и сейсмостойкость зданий и сооружений / С.В. Кожаринов. – Душанбе: Дониш, 1980. – 224 с.
28. Коллинз, Дж. Повреждение материалов в конструкциях. Анализ, предсказание, предотвращение / Дж. Коллинз. – Москва : Мир, 1984. – 624 с.
29. Коренев, Б.Г. Справочник по динамике сооружений / Б.Г. Коренев, И.М. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1972. – 511 с.
30. Куликов, А. Н. Расчет сооружений на сейсмические воздействия и ветровую нагрузку с пульсационной составляющей: учеб. пособие / А. Н. Куликов; Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т; Волж. ин-т стр-ва и технол. (филиал) ВолгГАСУ. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2008. – 91 с.
31. Литвинова, Э.В. Определение параметров динамических характеристик колебаний строительных конструкций, зданий и сооружений / Э.В. Литвинова // Строительство и техногенная безопасность. - №9(61). – 2017. – С.93-99.
32. Маковкин, Г.А. Анизотропный характер повреждения материалов: исследования и проблемы моделирования / Г.А. Маковкин // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2010. –№ 4. –С. 56–63.
33. Медведев, С. В. Инженерная сейсмология / С. В. Медведев ; АН СССР, Ин-т физики Земли им. О. Ю. Шмидта. – Москва :Госстройиздат, 1962. – 284 с.
34. Методика оценки остаточного ресурса несущих конструкций зданий и сооружений. – М.: ФАУ «Федеральный центр нормирования, стандартизации и оценки соответствия в строительстве», 2018. – 50 с.

35. Мкртычев, О.В. Сейсмические нагрузки при расчете зданий и сооружений / О.В. Мкртычев, А.А. Решетов. – М.: Изд-во АСВ, 2017. – 140 с.
36. Мущанов, В.Ф. Исследование аэродинамических коэффициентов провисающих мембранных покрытий инженерных сооружений / В.Ф. Мущанов, А.В. Зубенко, А.А. Дроздов // Металлические конструкции. – Макеевка, 2017. - №2. – Том 23. – С. 81-96.
37. Назаров, Ю.П. Теория и практика расчетов строительных сооружений на сейсмостойкость по акселерограммам / Ю.П. НАЗАРОВ, Ю.Н. Жук, Е.В. Позняк, Ю.В. Панасенко, В.В. Курнавин // Тезисы докладов IX Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с международным участием). – 2015. – С.131-132.
38. Павленко, О.В. Моделирование акселерограмм землетрясения 13.11.1993 г. (MW=7.0, H=54 км) на сейсмостанциях «Петропавловск», «Институт вулканологии», «Никольская» (г. Петропавловск-Камчатский) / О.В. Павленко // Вестник Краунц. Науки о земле. - № 14. Выпуск № 28. – Москва, 2015.
39. Пановко, Я.Г. Устойчивость и колебания упругих систем / Я.Г. Пановко, И.И. Губанова. – М.: Изд-во Ленанд, 2015. – 352 с.
40. Перельмутер, А.В. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / А.В. Перельмутер, В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, А.В. Махинько, В.А. Пашинский, С.Ф. Пичугин. – 4-е изд., перераб. – М.: Издательство СКАД СОФТ, издательство АСВ, издательство ДМК Пресс, 2014. – 596 с.
41. Поддаева, О.И. Архитектурно-строительная аэродинамика / О.И. Поддаев, А.С. Кубенин, П.С. Чурин. – М.: НИУ МГСУ, 2017. – 88 с.
42. Работнов, Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций / Ю.Н. Работнов. – Москва : Наука, 1966. – 752 с.

43. Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций зданий и сооружений по внешним призмакам. – М.: ЦНИИПромзданий, 2001. – 100 с.
44. Реттер, Э. И. Архитектурно-строительная аэродинамика [Текст]: монография/ Э. И. Реттер. - М.: Стройиздат, 1984. – 294 с.
45. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра. – М.: Стройиздат, 1978 г. – 215 с.
46. Савицкий, Г. А. Ветровая нагрузка на сооружения [Текст] / Г. А. Савицкий. – М.: Изд-во лит. по стр-ву, 1972. – 111 с.
47. Савович М.К. Динамический расчет каркасных зданий: учеб. пособие/ М.К. Савович; Югорс. гос. ун-т. – Ханты-Мансийск, – 2005. – 31с.
48. Симиу, Э. Воздействия ветра на здания и сооружения / Э. Симмиу, Р. Сканлан. – М.: Стройиздат, 1984. – 360 с. – Перевод изд.: WindEffectsonStructures / E. Simiu, R. Scanlan (1978)
49. Смирнов, А.Ф. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / А.Ф. Смирнов, А.В. Александров, Б.Я. Лашеников, Н.Н. Шапошников. – М.: Стройиздат, 1984. – 415 с.
50. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – М.: Стандартинформ, 2018. – 115 с.
51. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* - М.: Минстрой России, 2016. – 80 с.
52. Стародубцева, Т.Н. Исследование влияния механического резонанса на сооружения / Т.Н. Стародубцева, Д.С. Кузнецов, А.Г. Князев, Е.Н. Петрова // Воронежский научно-технический вестник / Воронежский государственный лесотехнический университет им. Г.Ф. Морозова – Воронеж, 2017 - № 1. – С. 95-102.
53. Сюй Пэйфу Проектирование современных высотных зданий / Сюй Пэйфу: пер. с китайского. – М.: Изд-во АСВ, 2008. – 469 с.

54. Тамуж, В. П. Микромеханика разрушения полимерных материалов / В. П. Тамуж, В. С. Куксенко. – Рига : Зинатне, 1978. – 294 с.
55. Тамуж, В. П. Расчет констант материала с повреждениями / В. П. Тамуж // Механика полимеров. – 1977. – № 5. – С. 838-845.
56. ТКП EN 1991-1-4-2009 Еврокод 1 Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия
57. Тяпин, А.Г. Современные нормативные подходы к расчету ответственных сооружений на сейсмические воздействия / А.Г. Тяпин. – М.: Изд-во АСВ, 2018. – 518 с.
58. Уздин А.М. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений/ А.М. Уздин – С. Петербург : ВНИИГ им. Б.Е. Венедеева, 1993, – 176 с.
59. Улицкий, В.М. Основы совместных расчетов зданий и оснований / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, В.А. Шашкин. – СПб.: Издательство института «Геореконструкция», 2014. – 8 с.
60. Хорошун, Л. П. Основы микромеханики повреждаемости материала. 2. Длительная прочность / Л. П. Хорошун // Прикладная механика. – 2007. – Т. 43, № 2.
61. Чжан Вэйбинь Проектирование многоэтажных и высотных железобетонных сооружения / Чжан Вэйбинь: пер. с китайского. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 600 с.
62. Чигринская, Л. С. Сейсмостойкость зданий и сооружений : учеб.пособие / Л. С. Чигринская ; Ангар. гос. техн. акад. – Ангарск : Изд-во АГТА, 2009. – 107 с.
63. Юманов, В.А. Расчет каркасных зданий на сейсмические нагрузки. Методические указания для проведения практических занятий по дисциплине «Динамический расчет зданий и сооружений» по специальности «Промышленное и гражданское строительство». Часть

1. / В.А. Юманов, Д.М. Нуриева // Казанский гос. архитектур.-строит. ун-т. – Казань, 2015. – 32 с.
64. Яблонский, А.А. Курс теоретической механики Т.1. Статика. Кинематика. Т.2. Динамика / А.А. Яблонский, В.М. Никифорова. – 15-е изд., стер. – М.: КноРус, 2010. – 608 с.

**Список основных работ, опубликованных авторами по теме
монографии**

1. **Анущенко, А.М.** Математические выражения и графическое изображение «модифицированных» критериев прочности каменной кладки для главных касательных напряжений согласно теории Г.А. Гениева / **А.М. Анущенко**, М.А. Шишова // IX Всероссийский фестиваль науки: сборник докладов в 2-х томах. Том 1 / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н. Новгород, 2019. –С.176-180.
2. **Анущенко, А.М.** Экспериментальное определение ветровой нагрузки на покрытие большепролетного здания / **А.М. Анущенко** // 24 Нижегородская сессия молодых ученых (технические, естественные, математические науки): материалы докладов. – Нижний Новгород: НРЛ, 2019. – 270 с.
3. **Анущенко, А.М.** Изменения напряженно-деформированного состояния балок с синусоидальной перфорацией, проявляющиеся при неточной стыковке составных элементов / **А.М. Анущенко** // VIII Всероссийский Фестиваль науки. Сборник докладов. Том 1. / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н. Новгород, 2018. – С. 248-252.
4. Ерофеев, В.И. Влияние штормовой нагрузки на поврежденность материала несущих конструкций каркасного здания / В.И. Ерофеев, Е.А. Никитина, **П.А. Хазов**, **А.А. Сатанов**, А.А. Генералова //

- Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2019. – № 1. – С. 9–15.
5. Ерофеев, В.И. Волновая динамика деформируемых систем, взаимодействующих с упругоинерционными и неоднородными основаниями: монография / В.И. Ерофеев, Д.А. Колесов, А.С. Плехов, **П.А. Хазов** // Нижегород. гос. техн. ун-т им. Р.Е. Алексеева. – Нижний Новгород, 2018. –128 с.
 6. Лампси, Б.Б. Методы определения собственных частот многоэтажных зданий / Б.Б. Лампси, **П.А. Хазов**, О.М. Кофорова, А.А. Генералова // Вестник Волжского регионального отделения российской академии архитектуры и строительных наук / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2016. – № 19. – С. 176-180.
 7. Лампси, Б.Б. Определение аэродинамического коэффициента ветровой нагрузки на криволинейную поверхность спортивного сооружения / Б.Б. Лампси, **П.А. Хазов** // Вестник Волжского регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2011. – №14. –С. 209-217.
 8. Никитина, Е.А. Анализ собственных изгибно-крутильных колебаний многоэтажных зданий/ Е.А. Никитина, **П.А. Хазов**, А.В. Крыцовкина, А.А. Генералова// Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2018. –№ 3. – С. 9–14.
 9. Никитина, Е.А. Определение остаточного ресурса подкраново-подстропильной фермы с учетом накопления повреждений в реальных условиях эксплуатации / Е.А. Никитина, **П.А. Хазов**, Д.М. Бриккель // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2018. –№ 1. – С. 9–12.
 10. Никитина, Е.А.Определение частот и форм собственных и сейсмических колебаний многоэтажного здания гостиницы /Е.А.

- Никитина, **П.А. Хазов**, А.А. Генералова, Н.В. Санкина // Вестник Волжского регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2018. – №21. –С. 195-199.
11. **Хазов, П.А.** Экспериментальное исследование распределения ветровой нагрузки на поверхность большепролетного здания / **П.А. Хазов, А.М. Анущенко**, Е.А. Онищук // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2020. - №1. – [в печати]
 12. **Хазов, П.А.** Резонансный анализ каркасного здания при сейсмических воздействиях различных частотных диапазонов / **П.А. Хазов**, А.А. Генералова, А.Е. Воробьева // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2019. –№ 4. – С.56-64.
 13. **Хазов, П.А.** Резонансный анализ конструктивных схем каркасного здания с учетом податливости основания при ветровых штормовых воздействиях / **П.А. Хазов**, Н.В. Санкина // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2019. –№ 3. – С.18-27.
 14. **Хазов, П.А.** Сравнение динамических расчетных моделей при определении частот и форм собственных колебаний большепролетной стальной фермы покрытия здания велодрома / **П.А. Хазов**, Н.И. Молодушная, Б.Б. Лампси, Ю.Д. Щелокова, **А.М. Анущенко** // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2019. - №2. – С.16-24.
 15. **Хазов, П.А.** Экспериментальное исследование распределения ветровой нагрузки на поверхность большепролетного здания / **П.А. Хазов**, А.В. Февральских, Б.Б. Лампси, Ю.Д. Щелокова, **А.М.**

- Анущенко** // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2019. - №2. – С.9-16.
16. **Хазов, П.А.** Вынужденные колебания каркасного здания при динамических воздействиях штормовой и сейсмической нагрузок / **П.А. Хазов, Е.А. Никитина** // XII Всероссийский съезд по фундаментальным проблемам теоретической и прикладной механики. Сборник трудов. В 4-х томах / Башкирский гос. ун-т. – Уфа, 2019. – С.410-412.
 17. **Хазов, П.А.** Применение систем сейсмоизоляции при строительстве многоэтажных здания / **П.А. Хазов, Н.М. Кофорова** // Труды научной конференции 16-го Российского архитектурно-строительного форума. Доклады секции семинара. – Нижний Новгород, 2018. – С.36-39.
 18. **Хазов, П.А.** Влияние характеристик упругого основания на частоты и формы собственных колебаний многоэтажного здания / **П.А. Хазов, О.М. Кофорова** // Процессы в геосредах. – Москва, 2016. – № 8. – С. 47–51.
 19. **Хазов, П.А.** Исследование процессов многоциклового усталости / **П.А. Хазов, Б.Б. Лампси** // Вестник Волжского регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2014. – №17. –С. 155-159.
 20. **Хазов, П.А.** Определение частот собственных колебаний многоэтажных зданий / **П.А. Хазов, О.М. Кофорова** // Евразийский союз ученых. – 2014. – № 4. – С. 83-86.
 21. **Хазов, П.А.** Энергетическое обоснование процессов многоциклового усталости / **П.А. Хазов, Б.Б. Лампси** // Великие реки'14.Труды конгресса 16-го Международного научно-промышленного форума: в 3-х томах / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2014. – С.205-209.

22. **Хазов, П.А.** Особенности распределения ветровых нагрузок на криволинейные покрытия / **П.А. Хазов**, А.В. Михайлычева // Великие реки'13.Труды конгресса 15-го Международного научно-промышленного форума: в 3-х томах / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2013. – С.215-219.
23. **Кожанов, Д.А.** Исследование технического состояния пакгаузов в районе грузового порта "Стрелка" г. Нижнего Новгорода / Лапшин А.А., Лампси Б.Б., Лампси Б.Б., **Кожанов Д.А.** // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур. -строит. ун-т. - 2021. - № 2 (58). - С. 9-16.
24. **Хазов, П.А.** Оценка прочности и устойчивости композитных сталежелезобетонных элементов с совместным применением стержневых и твердотельных расчетных моделей / Лапшин А.А., **Хазов П.А., Кожанов Д.А.**, Лихачева С.Ю. / Приволжский научный журнал // Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. - 2021. - № 3 (59). - С. 9-16.
25. **Кожанов Д.А.** Устойчивость центрально-сжатых прямолинейных упругих стержней переменного сечения // Лихачева С.Ю., **Кожанов Д.А., Хазов П.А., Анущенко А.М.**, Онищук Е.А., Лобов Д.М. / Приволжский научный журнал // Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. - 2020. № 2 (54). С. 15-23.
26. **Сатанов, А.А.** Исследование обтекания воздушными потоками большепролетной поверхности численным и экспериментальным методами / **А.А. Сатанов**, А.М. Анущенко, В.И. Ерофеев, **П.А. Хазов**, А.В. Февральских // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2021. – № 1. – С. 9-18.;
27. **Сатанов, А.А.** Экспериментальное исследование распределения ветрового давления на высотное здание уникальной формы / **А.А. Сатанов**, А.Д. Васин // Приволжский научный журнал / Нижегород. гос.

архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2021. – № 3. – С. 38-46.;

28. **Satanov, A.A.** Seismic resistance analysis of a high-rise building under design in Vladivostok / **П.А. Хазов**, М.А. Шишова, **А.А. Сатанов** // Приволжский научный журнал / Нижегор. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Нижний Новгород, 2020. – № 2. – С. 9-15.;

Хазов Павел Алексеевич
Кожанов Дмитрий Александрович
Анущенко Александр Михайлович
Сатанов Андрей Андреевич

Динамика строительных конструкций
при экстремальных природных воздействиях:
колебания, прочность, ресурс
Монография

Подписано в печать Формат 60x90 1/8. Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 5,6. Усл. печ. л. 5,9. Тираж 500 экз. Заказ №

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего
образования «Нижегородский государственный архитектурно-строительный
университет»

603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru