

на правах рукописи

**ШЕХОВЦОВ Вячеслав Афанасьевич**

**Нелинейная теория расчёта прочности  
и колебаний опорных блоков морских  
стационарных платформ**

Специальность 05.23.07 - Гидротехническое строительство

Автореферат  
диссертации на соискание учёной степени  
доктора технических наук

Санкт-Петербург - 2006

Работа выполнена в ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» и в ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет».

Официальные оппоненты

- доктор технических наук, профессор Лалин Владимир Владимирович;
- доктор технических наук, профессор Храпков Анатолий Александрович;
- доктор технических наук, профессор Литонов Олег Евгеньевич.

Ведущая организация – ОАО «ЛенморНИИПроект».

Защита состоится ..... 2006 г. в ..... часов на заседании диссертационного совета Д 212.229.15 при ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет по адресу: 195251, Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29, гидрокорпус-II, ауд. 411.

С диссертацией можно ознакомиться в Фундаментальной библиотеке ГОУ «СПбГПУ».

Автореферат разослан \_\_\_\_\_ 2006 г.

Учёный секретарь  
диссертационного совета \_\_\_\_\_ Бухарцев В.Н.

## Общая характеристика работы

*Актуальность темы.* Основными конструктивными формами обустройства морских нефтегазовых месторождений являются морские стационарные платформы (МСП), выполняемые из различных материалов: металла, железобетона и композитов. Существующие методы расчёта этих платформ основаны на использовании линейной модели работы материалов и рассматривают главным образом линейные колебания их около положения устойчивого равновесия. Подобный приём позволяет проектировщикам избегать множества неясных положений при расчёте конструкций на сложные динамические нагрузки, упрощать расчётные модели сооружения и рассматривать, например, отдельно взаимодействие опорного блока с волнами, а свайного основания с грунтом. Однако при таком подходе с увеличением глубин освоения шельфа чрезмерно возрастает материалоёмкость и стоимость сооружений, а строительство таких стационарных платформ становится экономически нецелесообразным при глубинах, близких к 500 м.

Совершенствование нормативных документов в области расчёта несущей способности конструкций МСП при статическом либо квазистатическом силовом воздействии невозможно без учёта физической и геометрической нелинейностей. Особенно важно учитывать нелинейные изменения напряжённо-деформированного состояния нагружаемых конструктивных элементов, состоящих из различных комплексных комбинаций конструкционных материалов: стали и бетона, трубы и бетона.

Для опорных блоков МСП в процессе их эксплуатации характерным является одновременное воздействие продольных и поперечных нагрузок. Математическое моделирование поведения сжатого комплексного трубобетонного конструктивного элемента платформы при таком сложном нагружении вызывает значительные трудности и, как правило, известные исследования ограничиваются упрощённой расчётной схемой внецентренно сжатого стержня, заменяя действие поперечной нагрузки действием эквивалентных концевых моментов. Результаты расчётов в этом случае, мягко говоря, не соответствуют действительному уровню его предельного состояния. В связи с этим возрастает важность проведения теоретического и экспериментального исследований процесса деформирования трубобетонного опорного элемента платформы при одновременном действии продольных и поперечных сил.

В проектной практике стержневые опорные блоки рассчитываются методом конечных элементов (МКЭ) как пространственные конструкции с жёсткими узлами. Сооружения рассматриваются, как правило, состоящими из идеально упругих и линейно деформируемых стержней, что позволяет использовать принцип независимости действия сил, согласно которому эффект совместного действия сил равен сумме эффектов действия каждой силы в отдельности. В этом случае сразу же возникает проблема в определении истинного уровня предельного нагружения опорных блоков

МСП как вертикальными нагрузками постоянного действия, так и поперечными кратковременными нагрузками, а специфика их деформирования такова, что в настоящее время отсутствует общепризнанная нелинейная теория их расчёта.

С освоением глубинных месторождений при расчёте конструкций опорных блоков МСП возникли проблемы с определением величины динамической реакции сооружений от случайного волнового воздействия. Инструментальные наблюдения за колебаниями платформ установили нелинейные зависимости перемещений опорных блоков и свайных оснований от периодических внешних сил и сил взаимодействия конструкций с водной и грунтовыми средами. От качества моделей, описывающих динамическое силовое воздействие волн на опорные блоки, зависит степень достоверности в определении напряжённо-деформированного состояния (НДС) конструкций МСП. Гидротехнические сооружения, эксплуатирующиеся на глубинах свыше 100 м, следует рассматривать как гибкие с периодом собственных колебаний конструкции  $T$ , близким к среднему периоду  $\tau$  расчётного морского волнения.

Работы, учитывающие те или иные частные случаи нелинейностей, показали, насколько сложны эти задачи. Трудности возникают вследствие того, что в нелинейных системах не выполняется принцип суперпозиции. Если возмущающая сила  $Q^{возм}_j(t)$  разложена в ряд Фурье, то её действие в нелинейной системе не эквивалентно сумме действий каждого члена этого ряда. Важным является также тот факт, что резонансная частота колебаний нелинейной системы зависит от амплитуды колебаний.

Использование различного рода линеаризаций при решении дифференциальных уравнений вынужденных изгибных колебаний стоек, моделирующих опорные блоки МСП, показало, что в диапазонах частот, близких к резонансным, линеаризованные решения неприемлемы.

*Цель работы.* Разработка математических моделей МСП и соответствующих вычислительных алгоритмов, проведение численных расчётов и экспериментальных исследований, позволяющих создать новые теории статического и динамического расчётов комплексных опорных блоков МСП, учитывающих в совокупности ряд нелинейных факторов:

- физическую нелинейность материалов опорных блоков;
- нелинейность взаимодействия свайного фундамента с грунтом;
- геометрическую нелинейность;
- вертикальное смещение сил тяжести при поперечных колебаниях;
- нелинейные взаимодействия конструкций опорного блока со случайными ветровыми морскими волнами.

В диссертации разработана новая теория статического расчета опорных блоков МСП и расчёта их нелинейных, в том числе, случайных колебаний. **Новые результаты, выносимые на защиту**, сводятся к следующему:

разработана теория эквивалентного модуля деформации, позволяющая эффективно использовать традиционные методы линейной строительной механики для учёта нелинейных упругопластических деформаций;

предложена теория упругопластического статического расчёта опорных блоков МСП, основанная на идее эквивалентного модуля;

предложен и экспериментально обоснован метод получения значений интегральных модулей деформации на основе выведенных систем дифференциальных уравнений, характеризующих НДС конструкций;

предложена новая методика исследования МСП при гармоническом и случайном волнении. При этом интегрально учитывается ряд нелинейных факторов — упругопластические деформации материалов; нелинейность, обусловленная учетом вертикальных перемещений узлов; нелинейное взаимодействие конструкций опорного блока с морской средой и основанием с учётом случайных факторов;

выведены системы дифференциальных уравнений, учитывающих указанные выше типы нелинейностей, и составлены программы для получения численных результатов;

проведены численные эксперименты, позволившие определить амплитудно-частотные характеристики нелинейных случайных колебаний опорных блоков МСП, получены необходимые для практических расчётов значения коэффициентов динамичности;

предложена теория динамического поведения МСП – монопода, изготовленного из комплекса, в поперечном сечении состоящего из нескольких стальных колец с бетонным заполнением межкольцевого пространства;

проведен анализ статики и динамики технологической площадки, представляющей собой железобетонную плиту на сваях.

*Достоверность результатов* подтверждается использованием достоверных или общепризнанных гипотез, строгими математическими методами численного интегрирования систем дифференциальных уравнений, экспериментальными исследованиями и сопоставлением результатов диссертации с результатами, полученными другими исследователями.

*Практическое значение.* Все теоретические результаты представлены в виде графиков и табличных значений коэффициентов динамичности, удобных при проектировании. Разработанные программы расчёта позволяют находить значения эквивалентных модулей, частоты, амплитуды колебаний и учитывать различные нелинейные факторы в реальных проектах.

*Апробация работы.* Результаты работы докладывались на семинарах кафедры «Теоретическая механика» СПбГАСУ, на всесоюзной конференции «Морские сооружения континентального шельфа» (Севастополь 1989 г), на научных конференциях профессорско-преподавательского состава СПбГАСУ (2000 г, 2001 г, 2004 г, 2005 г), на международной научно-технической конференции молодых учёных (Санкт-Петербург, 2001 г), на III международной конференции «Нелинейная динамика механических и биологических систем» (Саратов 2003 г), на международной

конференции “Advanced Problems in Mechanics”, Summer School-Conference, GAMM, (St.Petersburg, 2005), на международной конференции “Virtual Development of Products and Processes” (Magdeburg, 2005), на международной конференции “Четвертые Поляховские чтения», Санкт-Петербург, 2006.

*Публикации.* По теме диссертации опубликованы 16 научных статей и 2 монографии объёмом 32,9 условных печатных листа. Список работ приведён в конце автореферата.

*Структура и объём работы.* Диссертация состоит из введения, 7 глав, заключения и списка литературы. Работа изложена на 336 листах, содержит 93 рисунка и 49 таблиц. Список литературы составлен из 276 источников.

### **Краткое содержание диссертации.**

*Во введении* представлено обоснование важности проблемы, её значимости, сложности решения:

- обоснована актуальность исследования изменения НДС комплексных трубобетонных конструктивных элементов опорных блоков МСП при нелинейных воздействиях путем применения результатов численного решения с использованием эквивалентных модулей в последующем типовом расчёте МКЭ в варианте метода сил при квазистатическом нагружении;
- обоснована актуальность исследования динамического поведения МСП при случайных волновых воздействиях с учётом целого ряда нелинейностей в конструкционных материалах платформы, в зонах контакта конструкций с грунтом, в силах взаимодействия с водной и воздушной средами;
- сформулированы цель работы, определены её новизна, практическая ценность и эффективность результатов, перспективы дальнейшего развития.

*Первая глава* посвящена краткому анализу развития конструктивных форм МСП как за рубежом, так и в нашей стране. Приводится классификация МСП по различным признакам. Выделяются три основных группы МСП, которые определяют различные способы расчёта этих гидротехнических сооружений:

- мелководные МСП;
- глубоководные платформы;
- гибкие сооружения.

Увеличение глубин освоения месторождений потребовало исследования новых конструкционных материалов при строительстве МСП. Появились платформы бетонные, сталежелезобетонные, а также состоящие из комбинации стальной трубы (оболочки) и бетонного ядра. Эти платформы получили название «трубобетонные». Они могут быть как моноблочные, так и стержневые. Такие сооружения обладают существенным преимуществом,

которое особенно проявляется при ледовых воздействиях. Такие платформы называли ледостойкими.

Было установлено, что в настоящее время отсутствуют теоретические и экспериментальные исследования комплексных трубобетонных конструкций опорных блоков при одновременном действии продольных и поперечных нагрузок при нелинейных проявлениях процесса деформирования конструктивных элементов; отсутствуют методы быстрого и адекватного анализа динамического поведения МСП при периодических силовых воздействиях.

*Во второй главе* анализируются результаты работ ряда учёных по расчёту нелинейного поведения конструкционных материалов и нелинейных перемещений самих конструкций МСП. Отмечается большой вклад в развитие нелинейных теорий деформирования отечественных и зарубежных исследователей таких как: Арутюнян Р.А., Болотина В.В., Гвоздева А.А., Генки Г., Гольденבלата И.И., Грина А.Э., Ильюшина А.А., Ишлинского А.Ю., Кармана К., Качанова Л.М., Кирхгофа Г., Ключникова Д.Д., Коши О., Леви М., Новожилова В.В., Прагера В., Работнова Ю.Н., Снитко Н.К., Феодосьева В.И., Хилла Р. и многих других. В области определения предельных нагрузок на конструкции отмечается роль: Баха Г., Безухова Н.И., Гвоздева А.А., Гарстнера Д.И., Прандля, Прагера А.А., Папковича П.Ф., Ржаницина А.Р. и др.

Подводится итог краткому анализу способов определения несущей способности стержневых конструкций при учёте вертикальных и горизонтальных квазистатических нагрузок, из которого следует, что при проектировании МСП, включающих в состав стержней комплексные трубобетонные конструктивные элементы, использование линейного параметра  $EI$ , характеризующего изгибную жёсткость, невозможно, поскольку в условиях интенсивного нагружения эта величина переменна и является функцией взаимодействия стальной обоймы и бетонного ядра.

Анализируется метод интегрального модуля деформаций В.М. Бондаренко. При этом устанавливается, что предложенный им алгоритм определения параметра  $EI$  для каждого шага нагружения путём последовательных приближений довольно сложен и имеет ряд условностей, снижающих достоверность результатов вычислений.

Эти недостатки исправляются применением результатов теоретического исследования изменения НДС сжато-изогнутых комплексных стержней в нелинейной постановке при заданном законе изменения внешнего квазистатического нагружения. По разработанному алгоритму численного решения системы дифференциальных уравнений движения стержня в любой промежуток времени увеличения нагрузки в  $i$ -ом сечении  $n$ -ого стержня вычисляются значения краевых деформаций  $\varepsilon_{1in}$  и  $\varepsilon_{2in}$ , а также величины прогибов  $y_{in}$ . Наличие этих параметров позволяет на каждом шаге интегрирования определять характеристики меры сопротивления конструктивных элементов. Ни один из проанализированных современных

методов расчёта стержневых конструкций такой характеристикой не оперирует.

Для построения этой характеристики в рамках гипотезы плоских сечений используются следующие величины:

- радиус кривизны упругой линии  $\rho_{in}$  для  $i$ -ого сечения  $n$ -ого стержня

$$\frac{1}{\rho_{in}} = y_{in}'' = \frac{\varepsilon_{2in} - \varepsilon_{1in}}{2R} \quad (1)$$

где  $\varepsilon_{1in}; \varepsilon_{2in}$  - краевые деформации данного сечения стержня,  $R_n$  - радиус трубы.

- эквивалентный модуль, определяемый по формуле

$$D_{in}^* = \frac{2 M_{in}^{6H} R_n}{\varepsilon_{2in} - \varepsilon_{1in}}, \quad (2)$$

где

$$M_{ni}^{6H} = \int_{F_n} \sigma_n z \cdot dF \quad (3)$$

- главный момент эпюры нормальных напряжений относительно центра сечения. Кривизна упругой линии связана с моментом  $M^{6H}$  соотношением  $M^{6H} = D^* y''$ . При упругом деформировании  $D_{in}^*$  приобретает известное значение  $EI$ , при пластическом же или ином нелинейном деформировании, величина  $D_{in}^*$  равна мере сопротивления  $i$ -ого сечения  $n$ -ого стержня при данном уровне нагружения.

Использование эквивалентного модуля при расчёте стержневых конструкций МСП методом КЭ позволяет эксплуатировать типовые программы и по предлагаемому алгоритму определять уровень предельного квазистатического нагружения продольными и поперечными силами.

*Третья глава* посвящена экспериментальным исследованиям комплексных элементов МСП при различных схемах нагружения продольными и поперечными квазистатическими силами. Исследования проводились с целью выявления фактической работы опорных колонн и панелей МСП от начальных стадий нагружения до момента перехода в предельное состояние при потере общей устойчивости.

Приводятся результаты сравнительного анализа характеристик НДС расчётных сечений, полученных как в процессе численного решения, так и экспериментальным путём на каждом шаге нагружения. Отмечается, что предельное состояние конструктивных комплексных элементов наступает при ярко выраженных нелинейных проявлениях нарастания деформаций и прогибов при потере общей устойчивости.

Согласованность экспериментальных и теоретических величин позволяет сделать вывод об адекватном описании процесса деформирования разработанной теоретической моделью.



В четвёртой главе выполняется обзор расчётных методов МСП, приводятся основные результаты исследований силового воздействия ветрового волнения на шельфовые гидротехнические сооружения. Работы отечественных учёных Алешкова Ю.З., Барштейна М.Ф., Гайдук О.А., Глуховского Б.Х., Иванова С.В., Каплуна В.В., Каскарсона А.А., Кутлова Ю.М., Майорова Ю.Б., Мирзоева Д.А., Мищенко С.С., Фуртенко В.П., Халфина И.Ш., Хаскинда М.Д., Шестакова Ю.Н. и др., а также иностранных учёных Джонсона, Морисона, Соррисона и др. позволили разработать методику расчёта горизонтальных нагрузок от регулярных волн при обтекании опоры плоскопараллельным неустановившимся потоком идеальной жидкости при модели жёсткого основания.

При определении волновых нагрузок на податливое гидротехническое сооружение расчёт значительно усложняется и даже при регулярном волнении требует применения численных методов, поскольку при обтекании волнами податливой опоры возникают колебания последней и уже требуется учитывать не абсолютные значения скоростей и ускорений частиц жидкости, а относительные скорости и ускорения между частицами жидкости и соответствующими толчками опоры.

Представление силового давления на опоры МСП от регулярных волн с постоянными расчётными параметрами не отражает истинной природы ветрового волнения, которое всегда нерегулярно. Факторы, обуславливающие нерегулярное волнение, имеют случайную природу как в начальной фазе возмущения, так и в длительном постоянном движении свободной поверхности.

Решением задачи и разработкой инженерных методов расчёта воздействия случайного волнения на обтекаемые преграды и сооружения сквозной конструкции в нашей стране занимались Алешков Ю.З., Барштейн М.Ф., Лужин О.В., Каспарсон А.А., Крылов Ю.М., Фуртенко В.П., Халфин И.Ш. и др. За рубежом – Pison W.J., Holmes P., Borgman L.E. и др.

Согласно спектральной модели, колебания взволнованной поверхности описываются суммой большого числа гармонических колебаний с разными частотами, случайными амплитудами и фазами. В этом случае волновой процесс в точке может быть охарактеризован энергетическим спектром. Расчёт нагрузок проводится на основе исследований Ю.З. Алешкова.

Известные методы анализа случайных колебаний МСП дают возможность определять вероятностные характеристики НДС системы и получать информацию о ее статистических свойствах, важную для оценки надёжности МСП на основе коэффициентов динамичности.

Рассматривается уравнение вынужденных колебаний системы вида

$$m\ddot{x} + F(x, \dot{x}) = f(t), \quad (4)$$

где нелинейная функция такова

$$F(x, \dot{x}) = F_1(x) + F_2(\dot{x});$$

$$F_1(x) = c_1x + c_3x^3;$$

$$F_2(x) = d_1 \dot{x} + d_2 \dot{x}^2.$$

Данное уравнение не имеет (в общем случае) аналитического решения даже для детерминированного воздействия  $f(t)$ . Для исследования колебаний нелинейных систем при случайном воздействии часто используется метод статистической линеаризации, который заключается в замене нелинейной случайной функции  $F(x, \dot{x})$  линейной

$$F(x, \dot{x}) \approx F_0 = a_0 + a_1 x_0 + a_2 \dot{x}_0;$$

где  $x_0$  и  $\dot{x}_0$  – центрированные случайные функции. Коэффициенты  $a_i$  определяются из условия минимума дисперсии случайной функции

$$\Delta F = F(x, \dot{x}) - F_0$$

Если колебания стационарные, но нелинейные, то дисперсия  $\Delta F$  равна

$$M[(\Delta F)^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} [F(x, \dot{x}) - a_0 - a_1 x_0 - a_2 \dot{x}_0]^2 \cdot f_1(x, \dot{x}) dx d\dot{x},$$

где  $f_1(x, \dot{x})$  – совместная плотность распределения вероятности  $x$  и  $\dot{x}$ . Эта функция неизвестна. Принятие допущения, что  $f_1(x, \dot{x})$  имеет вид нормального закона распределения независимых величин функций, позволяет найти коэффициенты линеаризации  $a_i$ . В результате численных экспериментов установлено, что в окрестности резонанса линеаризация приводит к ошибочным качественным выводам. Понятно, что такой приём линеаризации, используемый при анализе случайных колебаний опорных блоков МСП, может дать неверные результаты при установлении величины коэффициентов динамичности.

Податливость конструкций МСП при силовом волновом воздействии зависит не только от её жёсткостных характеристик, но также и от величин перемещений фундаментов. На сваи платформ передаются значительные как продольные, так и поперечные усилия. Горизонтальные нагрузки достигают 20 % от вертикальных. Сваи погружают на глубины 100 и более метров. В этом случае необходимо учитывать нелинейную деформируемость неоднородного грунтового основания, комбинированный характер внешних нагрузок, пространственный характер их приложения.

В последние годы методы расчёта, проектирования и строительства свайных фундаментов характеризуются значительным прогрессом. Теоретические основы методов расчёта свай разрабатывались отечественными учёными. Это Абелев М.Ю., Беризанцев В.Г., Вялов С.С., Гольдин А.А., Гольдштейн М.Н., Горбунов-Посадов М.И., Долматов Б.И., Егоров К.Е., Зарецкий Ю.К., Малышев М.В., Соколовский В.В., Ухов С.Б., Флорин В.А., Цытович Н.А. и многие другие. Большая роль в систематизации результатов исследований и в совершенствовании методов расчёта принадлежит Барвашову В.А., Бартоломео А.А., Глушкову Г.И., Голубкову В.Н., Снитко Н.К., Федоровскому В.Г. и др.

Однако даже для сооружений наземного типа методы расчёта осадок различных свайных фундаментов недостаточно разработаны. Это объясняется тем, что чрезвычайно сложно учесть многочисленные факторы,

влияющие на несущую способность и осадку свай при их работе в составе различных свайных фундаментов и в различных грунтовых условиях. Методы расчёта горизонтально нагруженных свай разделяют на две группы:

- методы определения несущей способности горизонтально нагруженных групп свай со свободной головой;
- методы расчёта горизонтально нагруженных свай, как рамных систем.

Последние методы применяются, в основном, при расчёте фундаментов гидротехнических сооружений и свайных опор МСП. Отмечается, что сваи МСП являются по существу одномерными линейными телами, и для них лучшим расчётным методом будет являться расчёт, использующий метод нелинейных коэффициентов постели независимо от механических свойств окружающего грунта. Работы Кузнецова В.В., Колесникова Ю.М., Кузнецко С.В., Левачёва С.Н., Хрунова И.В. и др., иностранцев Poulos H.G., Reesel C. и др. обосновали использование метода «коэффициента отпора», который представляет собой отношение погонного вертикального отпора грунта  $q$  к осадке  $\omega$  соответствующего участка сваи. Этот коэффициент зависит не только от  $\omega$ , но и от глубины  $z$ .

$$q = \frac{k_0 \cdot \omega}{\left[ 1 + \left| \frac{k_0 \cdot \omega}{q_{np}} \right|^m \right]^{1/m}}, \quad (5)$$

где  $K_0$  – начальный коэффициент отпора;  $q_{np}$  – предельное вертикальное сопротивление;  $m$  – степенной показатель, который зависит от грунтов.

Точные методы расчёта колебаний упругих систем являются достаточно громоздкими даже при расчёте сравнительно простых конструктивных элементов. Проблема может разрешиться путём разработки методов расчёта, позволяющих рассматривать приближённо колебания сложных строительных систем. Известен инженерный приём прямой дискретизации, проводимый на стадии формирования расчётной модели. Конструкция в этом случае заменяется системой связанных между собой твердых тел. Конечное число степеней свободы элементов в модели позволяет использовать при выводе уравнений аппарат аналитической механики, в частности, уравнения Лагранжа II рода. Для определения положения колеблющейся платформы в пространстве используются обобщённые координаты  $q_1, q_2, \dots, q_m$ .

В матричной форме уравнения малых колебаний имеют вид:

$$\|a\| \{\ddot{q}\} + \|b\| \{\dot{q}\} + \|c\| \{q\} = \{Q\}, \quad (6)$$

где  $\|a\|$ ,  $\|b\|$  и  $\|c\|$  – матрицы коэффициентов инерции, коэффициентов диссипации и коэффициентов жесткости системы;  $\{q\}$ ,  $\{\dot{q}\}$  и  $\{\ddot{q}\}$  – векторы обобщенных координат, скоростей и ускорений;  $\{Q\}$  – вектор обобщенных возмущающих сил.

Для нелинейной системы уравнения Лагранжа II рода принимают вид

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{g}_k} \right) - \frac{\partial T}{\partial g_k} = Q_k, \quad (7)$$

где  $Q_k$  обобщенная сила, состоящая из консервативных сил, сил сопротивления и возмущающих сил

$$Q_k = Q_k^{(\text{конс})} + Q_k^{(\text{сопр})} + Q_k^{(\text{возм})}. \quad (8)$$

В случае малых колебаний система (7) переходит в линейную систему (6). В нелинейном случае каждое слагаемое в правой части (8) представляет собой сложную нелинейную функцию обобщенных координат, скоростей и времени. Эти функции обсуждаются в главе 5.

Сложность учёта упругопластических деформаций породила ряд предложений (Ишлинского А.Ю., Сорокина Е.С., Пановко Д.Г., Фойгта) по теоретической аппроксимации опытных закономерностей. В работе используется гипотеза Сорокина Е.С

*В пятой главе* исследуются свободные и вынужденные колебания стержневых конструкций опорных блоков МСП при волнении. Предлагаемый метод исследования и сопровождающие его вычислительные программы пригодны для исследования динамики конструкций данного типа при изменении параметров в широком диапазоне. В качестве примера рассчитывается опорный блок № 16.

Опорный блок (см. рис. 1, справа) состоит из  $N=10$  систем горизонтальных стальных стержней трубчатого сечения (решеток) и  $N=10$  систем (почти) вертикальных и наклонных стержней (ярусов). Расстояние между соседними решетками одинаково и равно  $H=25$  м, а полная высота панели блока  $l=250$  м. ). Блок является прямоугольным в плане с размерами сверху  $60 \times 49$  м. и внизу —  $110 \times 99$  м. Вес блока 21560 т.

Начало системы координат  $Oxyz$  помещается в центре нижней решетки, которая жестко соединена с фундаментом. Ось  $Ox$  направлена вертикально вверх, а оси  $Oy$  и  $Oz$  горизонтальны, причем приближенно предполагается, что плоскости  $Oxy$  и  $Oxz$  являются плоскостями симметрии фермы, а плоскость  $Oxy$  — это плоскость наименьшей жесткости.

Сначала строилась основная математическая модель конструкции. Верхнее строение и фундамент моделировалась абсолютно твердыми телами, жестко скрепленными с опорным блоком. Взаимодействие фундамента с грунтом принимается нелинейным вязко-упругим. Решетки блока считаются абсолютно твердыми телами. Решетчатая конструкция опорного блока моделируется эквивалентной стойкой, несущей сосредоточенные и распределенные массы. Ярусы между решетками в блоке моделируются упругими балками, работающими на изгиб и на сдвиг в плоскостях упругой симметрии, а также на растяжение и на кручение. Для определения эквивалентных жесткостей балки, моделирующей ярус, исходили из предположения о недеформируемости решеток, которые могут лишь перемещаться и поворачиваться друг относительно друга, и учитывали

только жесткости стержней (труб) яруса на растяжение-сжатие, пренебрегая их жесткостями на изгиб.

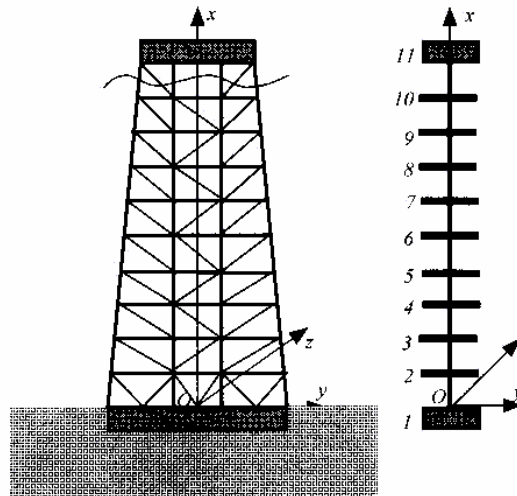


Рис. 1. Конструкция и ее основная математическая модель.

При колебаниях в воде к массе элементов конструкции добавляется присоединенная масса воды, а также масса воды внутри труб.

В случае симметричной платформы малые колебания разделяются на поперечные колебания в двух взаимно-перпендикулярных плоскостях  $Oxy$  и  $Oxz$ , на крутильные колебания (вокруг оси  $Ox$ ) и на продольные (вертикальные) колебания. Для вывода уравнений используется вариационный принцип Остроградского-Гамильтона. Здесь приводятся уравнения поперечных колебаний в плоскости наименьшей жесткости. Эти уравнения учитывают влияние осевого сжатия, инерцию поступательного и вращательного движения и сдвиг поперечных сечений. Без учета этих факторов система (9) переходит в уравнение колебаний балки.

$$\begin{aligned} \rho_y(x)\dot{u}_{y,tt} &= Q'_y + F_y^{волн}, & Q_y &= ES_{cd}^y, & \gamma_y &= u' - \varphi_y, \\ j_z(x)\varphi_{y,tt} &= M'_y + Q_z \varphi_y + Q_y + M_y^{волн}, & M_y &= EI_{uz}^y \varphi'_y, & (\cdot)' &= \frac{\partial(\cdot)}{\partial x} \end{aligned} \quad (9)$$

где  $u(x, t)$ ,  $\varphi_y(x, t)$ ,  $\gamma_y(x, t)$  — горизонтальное перемещение оси, угол поворота поперечного сечения и угол сдвига,  $\rho_y(x)$  и  $j_z(x)$  — сумма распределенной и сосредоточенной масс и моментов инерции стойки (вместе с присоединенной массой воды). Потери в материале блока учитываются по гипотезе Сорокина. Систему (9) дополняли граничными условиями при  $x = 0$  и при  $x = l$ , которые имеют смысл уравнений поступательного и вращательного движения верхнего строения и фундамента. В уравнения движения фундамента входит нелинейная сила взаимодействия с грунтом, которую приняли в виде (10), полученном из (5)

$$F_y^{(zp)} = -c_y u_{1*} \left( 1 + \left| \frac{u_{1*}}{u_{кр}} \right|^{m_y} \right)^{-1/m_y}, \quad u_{1*} = u_1 - h_{y*} \varphi_{y1}, \quad (10)$$

где  $c_y$  начальный (касательный) коэффициент горизонтального отпора (см. рис. 2).

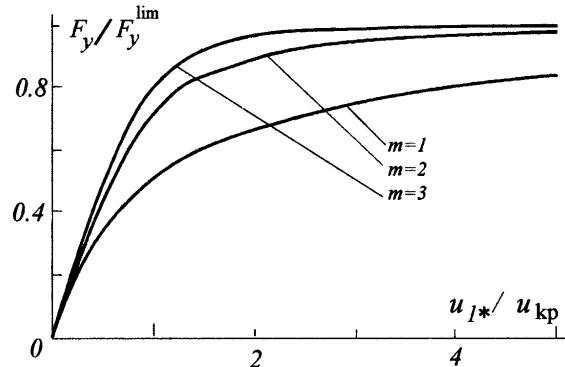


Рис. 2.

Необходимым первым этапом исследований динамики конструкций является анализ различных видов (изгибных в двух плоскостях, крутильных и продольных) малых свободных колебаний. Было установлено, что изгибные колебания можно исследовать с использованием одномодового приближения. В таблицах представлены результаты расчётов первой частоты при изменении различных параметров:

- массы верхнего строения
- изменения высоты центра тяжести верхнего строения;
- массы фундамента;
- жёсткости грунта на сдвиг в горизонтальной плоскости;
- жёсткости грунта при повороте фундамента.

Проведенный анализ показал, что наибольшее влияние на изменение первой частоты собственных колебаний блока МСП оказывают масса верхнего строения и угловая жёсткость грунта. При формировании приближённых моделей осевым сжатием и сдвигом можно пренебречь, инерцию же вращения, как верхнего строения, так и поперечных сечений блока следует учитывать.

Функции  $F_y^{волн}$  и  $M_y^{волн}$  в системе (9) описывают силу и момент волнового давления на стойку. При описании волнового воздействия был принят ряд упрощающих предположений. Во-первых, считалось, что вода глубокая, т.е. игнорировалось условие, что скорость воды на дне равна нулю. Это допущение для блока высотой 250 м. приемлемо при длинах волн  $L \leq 500$  м. Опорный блок состоит из стержней, имеющих форму круговых цилиндров. Считали, что силовое воздействие на цилиндр (состоящее из инерционной и скоростной составляющих) определяется лишь нормальной к оси цилиндра составляющей относительного ускорения или относительной скорости воды. При этом искажающим воздействием остальных цилиндров на волновое поле вблизи данного цилиндра пренебрегали. Сделанные допущения позволили в явной форме оценить распределение сил и моментов

воздействия воды по высоте опорного блока МСП. В связи со значительной протяженностью конструкции в горизонтальном направлении (50-100 м) учли интерференцию волн, т.е. разность фаз волнового воздействия на передние и задние по отношению к распространению волны элементы блока. Далее использовалась линейная теория малых волн.

Силовое воздействие  $F_0$  волны на участок цилиндра единичной длины согласно работе Алешкова Ю.З. равно

$$F_0 = \rho S (w_n^e + w_n) + \frac{1}{2} C_x \rho D |v_n^e| v_n^e, \quad S = \frac{\pi D^2}{4}, \quad C_x = 1.2 \quad (11)$$

где  $v_n^e$  и  $w_n^e$  — проекции относительных скорости и ускорения воды на плоскость, перпендикулярную цилиндру,  $w_n$  — проекция абсолютного ускорения воды на ту же плоскость,  $C_x$  — коэффициент сопротивления. Суммарные величины  $F_y^{волн}$  и  $M_y^{волн}$  получаются при сложении сил, действующих на отдельные стержни.

Свободная поверхность плоской гармонической волны малой амплитуды  $a$ , движущейся со скоростью  $c$  в горизонтальном направлении описывается выражением

$$\zeta(y, t) = a \cos k(y - ct) = a \cos(ky - \omega t), \quad (12)$$

где  $L = 2\pi/k$  — длина волны. Скорость и ускорение воды затухают вместе с глубиной  $h$

$$\begin{aligned} v_x &= a \omega e^{-kh} \sin(ky - \omega t), & v_y &= a \omega e^{-kh} \cos(ky - \omega t) \\ w_x &= -a \omega^2 e^{-kh} \cos(ky - \omega t), & w_y &= a \omega^2 e^{-kh} \sin(ky - \omega t) \end{aligned} \quad (13)$$

Рассматривалось также воздействие на конструкцию плоского случайного стационарного волнения, которое моделируется суперпозицией гармонических волн (12) со случайными амплитудой  $a(\omega)$  и фазой  $\varphi(\omega)$

$$\zeta(y, t) = \int_{-\infty}^{\infty} a(\omega) \cos(k(\omega)y - \omega t + \varphi(\omega)) d\omega, \quad k = \frac{\omega^2}{g}, \quad (14)$$

где случайная фаза  $\varphi(\omega)$  равномерно распределена на промежутке  $(0, 2\pi)$ , а распределение амплитуды  $a(\omega)$  дается спектральной плотностью  $S_\zeta(\omega) = \langle a^2(\omega) \rangle$ . Используемый здесь метод моделирования основан на каноническом разложении случайного процесса.

При расчетах использовались стандартные данные о спектральной плотности высоты волн.

$$S_\zeta(\omega) = 98.2 \frac{a_3^2 T_c}{(T_c \omega)^5} \exp\left(-\frac{686}{(T_c \omega)^4}\right), \quad (15)$$

где  $a_3$  — высота волн 3%-ой обеспеченности,  $T_c$  — средний период волн.

При рассмотрении вынужденных изгибных колебаний в плоскости Оху. Использовались два приближённых подхода — одномодовое приближение и моделирование конструкции 11-ю телами, соединенными между собой и с грунтом вязкоупругими связями.

При одномодовом приближении решение (9) представляется в виде

$$U(x, t) = u(x) \cdot q(t), \quad \Phi(x, t) = \varphi(x) \cdot q(t), \quad (16)$$

где функции  $u(x)$  и  $\varphi(x)$  описывают первую форма свободных колебаний линеаризованной системы (9), а функция времени  $q(t)$  неизвестна. Метод Бубнова-Галеркина приводит к уравнению относительно функции  $q(t)$ , которая имеет смысл горизонтального смещения верхнего строения.

$$m \left( \ddot{q} + \omega_1^2 \left( q + \frac{\beta}{\omega} \dot{q} \right) \right) = Q(t, q, \dot{q}), \quad (17)$$

Здесь  $m$  — приведенная масса конструкции,  $\omega_1$  — первая частота малых свободных колебаний, обобщенная сила  $Q$  складывается из нелинейной части взаимодействия фундамента с грунтом  $Q_{гр}$ , из давления движущейся воды на движущуюся ферму, из давления ветра и из влияния эксцентриситета  $\delta$  центра масс верхнего строения.

В диссертации приводятся результаты расчётов резонансной частоты при изменении массы и эксцентриситета приложения нагрузки от верхнего строения, параметров нелинейной податливости грунта и потерь в нём.

Обсуждается зависимость амплитуды вынужденных установившихся колебаний под действием гармонического волнения от способа представления давления воды. На рис. 3 представлены результаты расчётов при использовании точной формулы (11). Кривая 1 получена при использовании точной формулы (11). Эта формула включает в себя как инерционную и скоростную составляющие волнового воздействия, так и силы сопротивления при движении в воде. Кривая 2 получена при раздельном учете волнового воздействия на неподвижную стойку и силы сопротивления при движении в неподвижной воде. Кривая 3 соответствует движению стойки при волновом воздействии на неподвижную стойку без учета сил сопротивления при движении в воде. Наконец, кривая 4 дает статический прогиб.

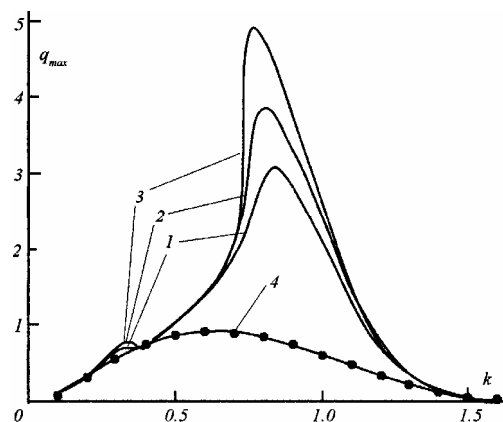


Рис. 3. Сравнение амплитуды колебаний при различных предположениях о скоростной составляющей воздействия воды.

Из результатов рис. 3 вытекает следующее. Безразмерная резонансная частота  $k \cong 0.85$  (на ней амплитуда максимальна) меньше частоты  $k = 1$



малых свободных колебаний из-за мягкой нелинейности конструкции. На рис.3 виден небольшой локальный максимум при  $k \approx 0.3$ , связанный как с нелинейностью конструкции, так и с присутствием гармоник  $\sin(3\omega t + \alpha)$  в разложении в ряд Фурье возмущающей силы  $\mathcal{G}_{\text{вод}}(t)$ . Вдали от резонанса кривые 1, 2, 3 близки между собой, следовательно, вдали от резонанса возможен отдельный учет волнового воздействия и силы сопротивления воды. Более того, силой сопротивления воды можно пренебречь.

При резонансе отдельный учет сил сопротивления приводит к возрастанию амплитуды колебаний примерно на 25%. Если же совсем не учитывать силы сопротивления воды, получим возрастание амплитуды колебаний примерно на 60 %.

Коэффициент динамичности, как при малых, так и при больших частотах воздействия близок к 1. В окрестности резонанса он существенно возрастает и принимает наибольшее значение  $\eta = 3.76$  при  $k = 0.86$ .

При случайном волнении рассматривались установившиеся случайные колебания платформы. Волнение считалось случайным стационарным процессом с заданной спектральной плотностью (15). Получающиеся при случайном волнении решения не являются столь определёнными, как при гармоническом волнении. На рис. 4 приведены частные результаты с целью иллюстрации различий между гармоническим и случайным волнениями. Значение средней длины волны  $L = 360$  м соответствует резонансу при гармоническом волнении.

На рис. 4 для средней длины волны  $L = 360$  м приведены зависимости от времени высоты воды над нейтральным уровнем  $\zeta(t)$  (пунктирная линия) и горизонтального смещения верхнего строения  $q(t)$  (сплошная линия). Верхний рисунок соответствует гармонической волне с амплитудой  $a = 7$  м, а два нижних — двум реализациям при случайном волнении. Из верхнего рисунка видно, что при гармоническом волнении колебания достаточно быстро становятся периодическими.

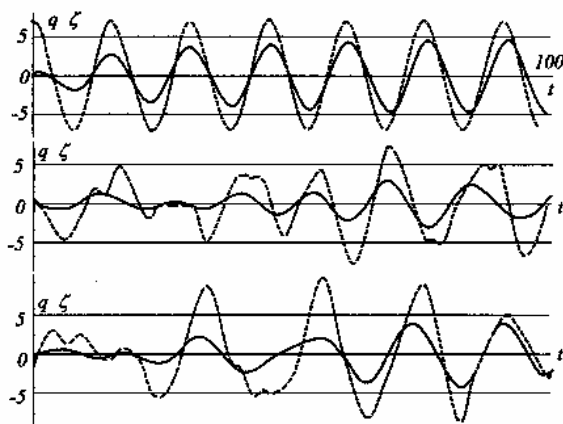


Рис. 4. Гармоническое и случайное волнение

При многомодовом приближении рассматривается система с 12-ю степенями свободы. В качестве обобщённых координат принимаем

$q_k = (\varphi_1, u_1, \dots, u_{11})$ , где  $\varphi_1$  – угол поворота фундамента,  $u_1, \dots, u_{11}$  – горизонтальные перемещения верхней части фундамента, 9-ти решёток и нижней части строения. Для вывода системы уравнений движения использовали уравнения Лагранжа 2-го рода (7).

Следует отметить, что интегрирование одного варианта занимает в 100 – 1000 раз больше времени, чем по одномодовому варианту.

Проследить погрешность одномодового приближения можно по рис.5, где для трёх моментов времени представлены горизонтальные перемещения верхнего строения ( $i = 11$ ), решеток ( $i = 2 \dots 10$ ) и фундамента ( $i = 1$ ) при высоте волны 14 м и её длине 200 м. Наибольшие несовпадения наблюдаются вблизи фундамента.

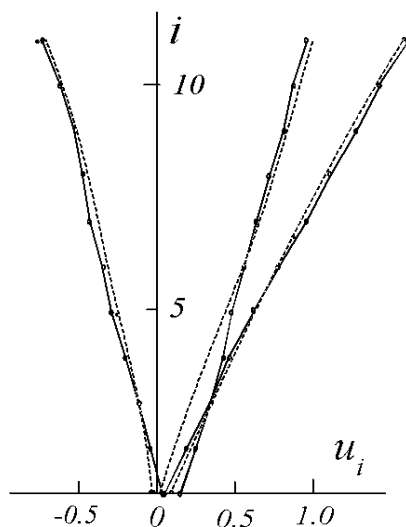


Рис. 5. Горизонтальные перемещения тел (схема)

В шестой главе исследуется динамическое поведение МСП в виде консольной стойки – монопода.

На первом этапе проводится сравнение результатов численного решения в определении  $T/\tau$  консольного жёстко закреплённого трубчатого стержня постоянного сечения с результатами исследований И.Ш. Халфина. Отмечается удовлетворительное совпадение результатов. Однако следует заметить, что присоединённую массу воды для стоек с большим диаметром все-таки необходимо учитывать, поскольку для стержня с  $D = 10$  м период возрастает приблизительно в 1,3 раза.

На втором этапе при составлении уравнений движения моноподной платформы переменного кольцевого сечения на вязкоупругом грунте под действием гармонического или случайного волнения использовались теоретические разработки пятой главы. При многомодовом приближении соответствующая система уравнений имеет вид:

$$m_k \ddot{g}_k = Q_k^{упр} + Q_k^{фунд} + Q_k^{волн} + Q_k^{гетр}, \quad k = 1 \dots K. \quad (18)$$

При численном решении системы уравнений на каждом шаге по времени необходимо вычислять значения силового волнового давления и жесткостных характеристик сечений конструкций.

В качестве примера приводится исследование колебаний МСП высотой  $H = 112$  м, диаметром  $D(x) = 5 - 0,01x$  м с толщиной стенки  $h(x) = 0,1$  м. Масса верхнего строения  $m = 1000$  т, частота малых свободных колебаний  $\omega_1 = 0,758 \text{ с}^{-1}$ , глубина моря  $100$  м. Рассмотрены колебания при длине волны  $L = 200$  м; при синусоидальном волнении – высота волны  $5,66$  м. При случайном волнении (взяты две реализации процесса) средняя длина волны равна  $L = 200$  м, среднеквадратичное отклонение  $\sigma = 2$  м. При моделировании случайного волнения взято  $50$  гармоник. Продолжительность анализа  $100$  сек. На рис. 6, 7 линией представлены графики колебаний. Сплошной линией показаны горизонтальные перемещения верхнего строения, пунктирной – высота смачивания. При синусоидальном волнении быстро устанавливается периодический режим движения. Коэффициент динамичности  $\eta = 3.00$ .

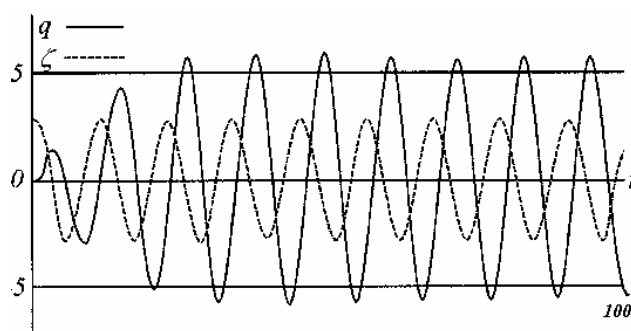


Рис. 6 Колебания при синусоидальном волнении.

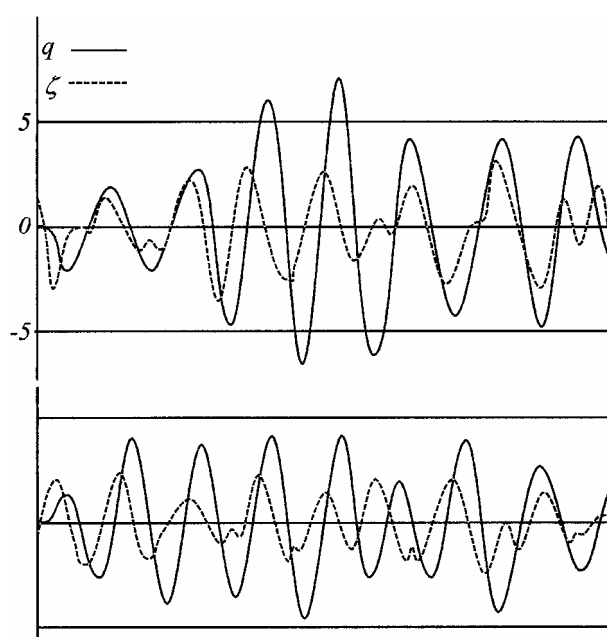


Рис. 7 Колебания при случайном волнении

При случайном волнении коэффициент динамичности также является случайной величиной, причем с большим разбросом. Для первой реализации на рис. 7 оказалось  $\eta = 3.59$ , а для второй —  $\eta = 2.36$ .

На третьем этапе исследовалось поведение при волнении трубобетонной МСП. Трубобетонный моноподный опорный блок МСП представляет собой трёхслойную кольцевую трубу, наружный и внутренний слои которой стальные, а средний слой — бетонный (см. рис. 8). Принималось, что внутренний и наружный радиусы слоев суть  $r_1, r_2, r_3, r_4$ .

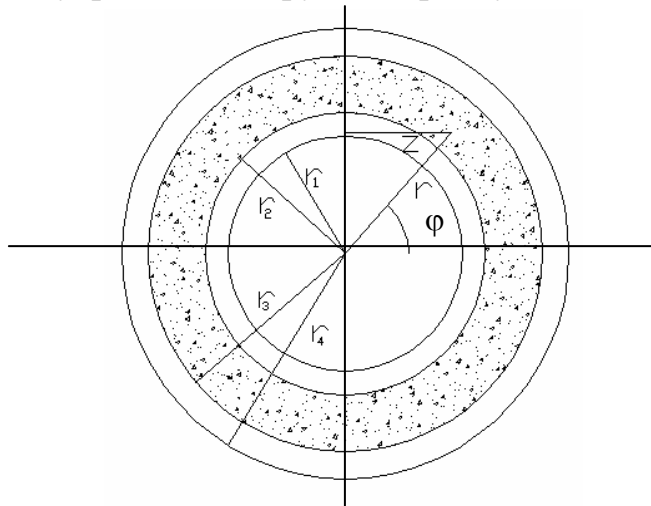


Рис. 8 Трёхслойный стержень кольцевого сечения

Рассматриваемая конструкция может служить основой для расчета реально проектируемой конструкции, поэтому приводится подробный анализ ее динамики.

Нижеследующие параметры конструкции считали фиксированными: высота стойки  $H_1 = 250$  м, глубина спокойной воды  $H = 235$  м, поперечное сечение принималось переменным по высоте, наружный диаметр наверху 10 м, внизу — 12 м. Сечение трёхслойное, наружный и внутренний слои стальные и имеют постоянную толщину 0.05 м. Средний слой бетонный и имеет толщину 1 м. Зависимость радиусов слоев (см. рис. 8) от высоты  $x$ , отсчитываемой от дна, такова (в метрах)

$$r_1 = 4.9 - 0.004x, \quad r_2 = 4.95 - 0.004x, \quad r_3 = 5.95 - 0.004x, \\ r_4 = 6 - 0.004x.$$

Масса стойки — 23200 тонн (без учета массы верхнего строения).

Массу верхнего строения, параметры упругости и вязкости основания, а также характер и параметры волнения, меняли и исследовали их влияние на динамику.

Предполагали, что стержень сжат осевой силой  $P$  и изогнут некоторым моментом  $M$ . Целью являлось найти зависимость  $M(\kappa)$  между изгибающим моментом и кривизной оси стержня  $\kappa$ . Предполагалось, что выполнена гипотеза плоских сечений, в силу которой деформация  $\varepsilon$  волокна, отстоящего на расстоянии  $z$  от прямой, проходящей через ось стержня (см.

рис. 4), равнялись

$$\varepsilon(r, \varphi) = \varepsilon_0 + \kappa z, \quad z = r \cos \varphi \quad (19)$$

$$\sigma = E_c \begin{cases} -\varepsilon_{тс} & \text{при } \varepsilon < -\varepsilon_{тс}, \\ \varepsilon & \text{при } |\varepsilon| \leq \varepsilon_{тс}, \\ \varepsilon_{тс} & \text{при } \varepsilon > \varepsilon_{тс}, \end{cases} \quad \sigma_{тс} = E_c \varepsilon_{тс} \quad (20)$$

$$\sigma = E_б \begin{cases} -\varepsilon_{тб} & \text{при } \varepsilon < -\varepsilon_{тб}, \\ \varepsilon & \text{при } -\varepsilon_{тб} \leq \varepsilon \leq 0, \\ 0 & \text{при } \varepsilon > 0, \end{cases} \quad \sigma_{тб} = E_б \varepsilon_{тб} \quad (21)$$

Здесь  $E_c$  и  $E_б$  — модуль Юнга стали и бетона,  $\varepsilon_{тс}$  — предел текучести стали, который предполагается одинаковым при растяжении и при сжатии,  $\varepsilon_{тб}$  — предел текучести бетона при сжатии. Формулы (20) и (21) соответствуют модели Прандтля, причем фиксируется предположение, что бетон совсем не сопротивляется растяжению.

Заметим, что вычисления  $M(\kappa)$  могут быть выполнены только численно согласно теоретическим разработкам главы 2.

Были приняты следующие значения параметров (в паскалях):

$$E_c = 2.06 \cdot 10^{11}, \quad E_б = 0.27 \cdot 10^{11}, \quad \sigma_{тс} = 2.77 \cdot 10^8, \quad \sigma_{тб} = 0.42 \cdot 10^8$$

Тогда безразмерные величины равны

$$r_1 = 3.8, \quad r_2 = 3.9, \quad r_3 = 4.9, \quad r_5 = 5.0.$$

$$\varepsilon = 1.343 \cdot 10^{-3}, \quad \varepsilon_{тб} = 1.558 \cdot 10^{-3}, \quad \eta = \varepsilon_{тб} / \varepsilon_{тс} = 1.16,$$

$$\eta_\sigma = \sigma_{тб} / \sigma_{тс} = 0.152, \quad \eta_E = E_б / E_c = 0.131.$$

Для учёта нелинейного деформирования сечений стержня вводился поправочный коэффициент  $\psi(P, \kappa)$ , имеющий смысл эквивалентного модуля при динамическом нагружении. В системе уравнений (29)  $Q_\kappa^{ynp}$  — представлялось в виде

$$Q_1^{ynp} = \psi_q Q_1^{лин}, \quad (32)$$

где  $Q_1^{лин}$  — сила для линейно-упругого материала, а множитель  $\psi_q \leq 1$ , учитывает влияние нелинейности.

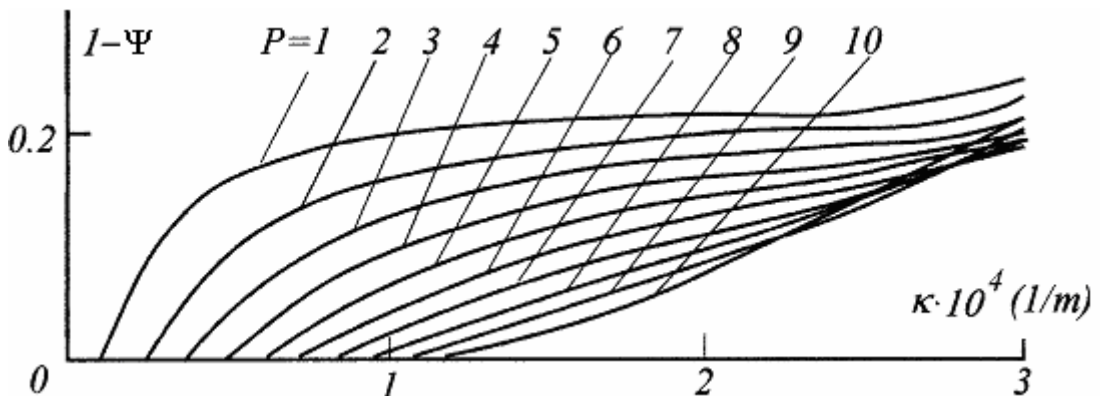


Рис. 9 Зависимость нелинейных эффектов от кривизны и осевого сжатия

Расчеты проводились при указанных выше значениях параметров и представлены на рис. 9. На этом рисунке сила  $P$  задана в тысячах тонн. Сначала нелинейность связана с деформацией бетона при растяжении, причем, чем больше сила  $P$ , тем при больших кривизнах начинается растяжение бетона. В правой части графиков имеют место пластические деформации стали.

Множитель  $\psi_q$  зависит от формы собственной функции  $u_1(x)$ , которая, в свою очередь, зависит от параметров задачи, в частности от угловой жесткости фундамента  $c_\phi$ . В таблице приведены величины  $\psi_q$  для двух значений  $c_\phi^{(1)} = 2 \cdot 10^{11}$  н/м и  $c_\phi^{(2)} = 10^{12}$  н/м. Первому из них соответствует частота малых свободных колебаний  $\omega_1 = 0.117$  1/сек и линейная сила  $Q_1^{\text{лин}} = 7.63 \cdot 10^5 q_1$  (Н), а второму —  $\omega_1 = 0.227$  1/сек и  $Q_1^{\text{лин}} = 2.30 \cdot 10^6 q_1$  (Н)

$q_1$	$c_\phi^{(1)}$	$c_\phi^{(2)}$
1	1.000	1.000
2	1.000	0.977
3	0.990	0.926
4	0.959	0.892
5	0.031	0.869
6	0.908	0.853
7	0.890	0.841
8	0.877	0.829
9	0.865	0.812
10	0.856	0.790

Здесь горизонтальное смещение верхнего строения  $q_1$  дано в метрах. Видим, что во втором случае величина  $\psi_q$  больше, чем в первом, ибо во втором случае больше доля смещения, связанная с изгибом стойки.

Массу верхнего строения, параметры упругости и вязкости основания, а также характер и параметры волнения, будем менять и исследовать их влияние на динамику.

Масса стойки — 23200 тонн (без учета массы верхнего строения). Найдем частоты свободных колебаний и исследуем их зависимость от параметров конструкции.

*Частоты малых свободных колебаний.* В качестве основных значений параметров примем (все параметры в системе единиц СИ): параметры фундамента

$$m_0 = 10^7, \quad J_0 = 15m_0, \quad h_0 = 3, \quad h_z = 3, \quad c_u = 10^7, \quad c_\phi = 10^{12}, \quad (23)$$

параметры верхнего строения  $m_l = 10^7, \quad J_l = 10m_l, \quad h_l = 3.$

При этих значениях параметров первые три частоты свободных колебаний суть

$$\omega_1 = 0.256, \quad \omega_2 = 0.687, \quad \omega_3 = 3.115. \quad (24)$$

При этом первой и второй частотам соответствуют формы колебаний,

при которых конструкция смещается почти без деформаций.

*Влияние жесткости грунта* на первую частоту свободных колебаний представлено в таблице 1. В левом верхнем углу помещена частота, соответствующая жесткой заделке стойки. Левый столбец соответствует жесткой заделке по отношению к горизонтальному перемещению фундамента, а верхняя строка — по отношению к его повороту. В связи с тем, что упругость грунта может меняться в широких пределах, а конструкция фундамента может быть различной, в таблице 1 представлены значения частоты при изменении линейной  $c_u$  и угловой  $c_\phi$  жесткостей фундамента в широком диапазоне. При  $c_\phi < 1.1 \cdot 10^{11}$  стойка теряет устойчивость при продольном сжатии, ибо при  $c_\phi \cong 1.1 \cdot 10^{11}$  частота  $\omega_1$  обращается в нуль.

Таблица 1 Зависимость первой частоты свободных колебаний от линейной и угловой жесткостей грунта

$c_\phi$	$c_u = 10^{12}$	$10^8$	$3 \cdot 10^7$	$10^7$	$3 \cdot 10^6$	$10^6$
$10^{15}$	0.374	0.364	0.341	0.281	0.188	0.115
$10^{13}$	0.367	0.357	0.335	0.281	0.188	0.115
$3 \cdot 10^{12}$	0.350	0.342	0.323	0.275	0.187	0.115
$10^{12}$	0.310	0.304	0.291	0.256	0.182	0.115
$3 \cdot 10^{11}$	0.210	0.208	0.205	0.194	0.163	0.114
$2 \cdot 10^{11}$	0.158	0.158	0.156	0.153	0.142	0.114
$1.5 \cdot 10^{11}$	0.111	0.111	0.111	0.111	0.111	0.111
$1.2 \cdot 10^{11}$	0.059	0.059	0.059	0.059	0.059	0.059
$1.1 \cdot 10^{11}$	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006

Рассмотрим *влияние осевого сжатия* на частоты колебаний при значениях параметров (23). Без учета сжатия первые три частоты колебаний равны

$$\omega_1 = 0.280, \quad \omega_2 = 0.741, \quad \omega_3 = 3.179.$$

Видим, что особенно первая частота колебаний существенно отличается от значения (24), поэтому осевое сжатие в дальнейшем будет учитываться.

Расчёты показали, что при колебаниях, происходящих по форме, соответствующей первой резонансной частоте, нелинейность в деформировании материала проявляется вначале в самом нижнем сечении блока, распространяясь затем к верхней части стойки. При этом растягивающие деформации в бетоне появляются при горизонтальном смещении верхнего строения  $q = 1.3$  м, пластические деформации в стали — при  $q = 7.4$  м и, наконец, пластические деформации в бетоне — при  $q = 8.9$  м.

Приведенные результаты говорят о необходимости учета нелинейности при изгибе стойки в случае колебаний с большой амплитудой.

На рис. 10 показана нелинейная изгибная жесткость стойки  $c(q)$  (н/м), связанная тем, что бетон не работает на растяжение, и с пластическими деформациями стали. Уменьшение жесткости в левой части кривых  $c(q)$  связано с плохой работой бетона при растяжении, а в правой части — с пластическими деформациями стали. В этом случае обобщенную силу  $Q^{упр}$ , связанную с изгибом стойки, находили по формуле

$$Q^{упр} = -c(q) \left( q + \frac{\beta}{\omega} \dot{q} \right) \quad (25)$$

где  $\beta$  — коэффициент вязкого сопротивления,  $\omega$  — частота колебаний. Жесткости  $c(q)$  приведены для прогибов по первой и по второй формам колебаний.

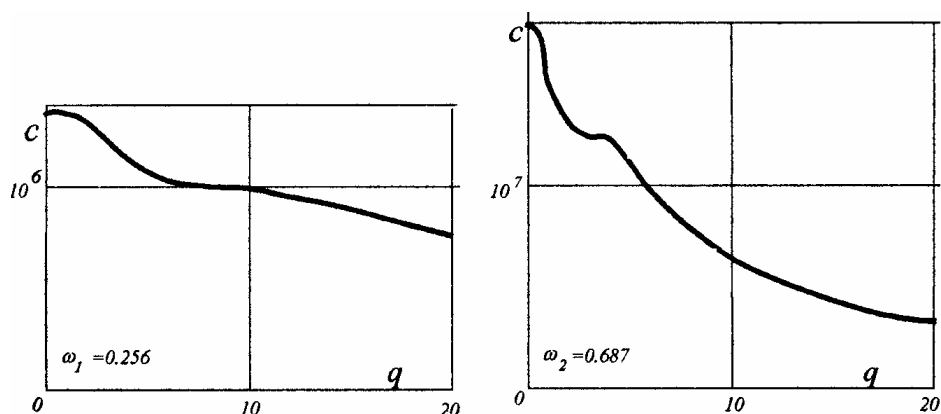


Рис. 10 Нелинейная изгибная жесткость стойки

Рассматриваются колебания по первой форме при отсутствии эксцентриситета ( $e = 0$ ) под действием синусоидального волнения при двух значениях амплитуды волны  $a = 3$  м и  $a = 7$  м (им соответствуют высоты волн 6 м и 14 м) при различных длинах волн  $L$ .

В таблице 2 приведены максимальное горизонтальное смещение верхнего строения  $q_{\max}^{(1)}$  (в метрах) при установившихся колебаниях и коэффициент динамичности  $\eta$ . Видим, что резонанс имеет место для длин волн  $L \cong 700$  м.

Влияние эксцентриситета приложения вертикальной силы (массы верхнего строения) рассматривается для амплитуды  $a = 7$  м и длины волны  $L = 300$  м. Результаты возрастания амплитуды  $q_{\max}$  (м) вместе с эксцентриситетом  $e$  (м) приведены ниже:

$e =$	0	5	10	15	20
$q_{\max} =$	3.34	4.31	5.20	6.03	6.81



Таблица 2. Зависимость амплитуды колебаний от длины и высоты волны при колебаниях по первой форме

$L, \text{ м}$	$a = 3, \text{ м}$ $q_{\max}^{(1)}$	$\eta$	$a = 7, \text{ м}$ $q_{\max}^{(1)}$	$\eta$
100	0.57	0.43	1.53	0.34
200	1.14	0.69	2.38	0.56
300	1.84	1.18	4.02	1.01
400	2.80	1.92	5.26	1.42
500	4.50	3.28	8.64	2.50
600	5.45	4.24	10.44	3.24
700	5.96	4.93	11.34	3.74
800	5.25	4.62	10.72	3.81
900	3.91	3.65	9.45	3.59
1000	2.89	2.93	7.82	3.16

На рис. 11 показан график зависимости от времени (при  $0 \leq t \leq 200$  сек) горизонтальных смещений верхнего строения при волнении с  $L = 300$  м,  $a = 7$  м и при эксцентриситете центра масс верхнего строения  $e = 10$  м. Можно проследить за процессом установления колебаний и за смещением среднего значения отклонения  $q(t)$

Такое же (качественно) влияние на амплитуду колебаний оказывает и действие постоянной ветровой нагрузки или течения.

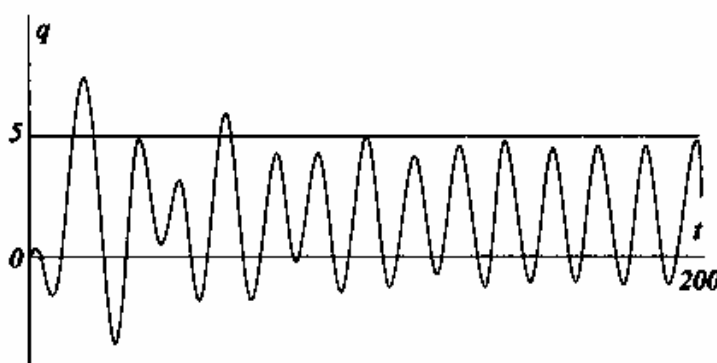


Рис. 11. Колебания платформы с эксцентриситетом

Влияние вязкости грунта описывается параметрами  $\beta_u$  и  $\beta_\varphi$ . Приняв, что  $\beta_u = \beta_\varphi$  оценивается влияние этих параметров для случая  $a = 7$  м,  $e = 0$ . Рассмотрим длины волн  $L = 300$  м и  $L = 700$  м. Результаты представлены ниже.

	$\beta_u = \beta_\varphi =$	0.1	0.2	0.3	0.4
$L = 300, м$	$q_{\max}(м)$	3.60	3.34	3.18	3.07
$L = 700, м$	$q_{\max}(м)$	13.14	11.25	9.87	8.63

При  $L = 300$  м (вдали от резонанса) влияние сил вязкого трения на амплитуду колебаний незначительно, а при  $L = 700$  м (при резонансе) оно весьма существенно.

Для исследования динамического поведения моноподной трубобетонной конструкции опорного блока МСП был составлен ряд программ, учитывающих все указанные типы нелинейностей. Блок-схему алгоритма расчёта колебаний и коэффициентов динамичности см. на рис. 12.

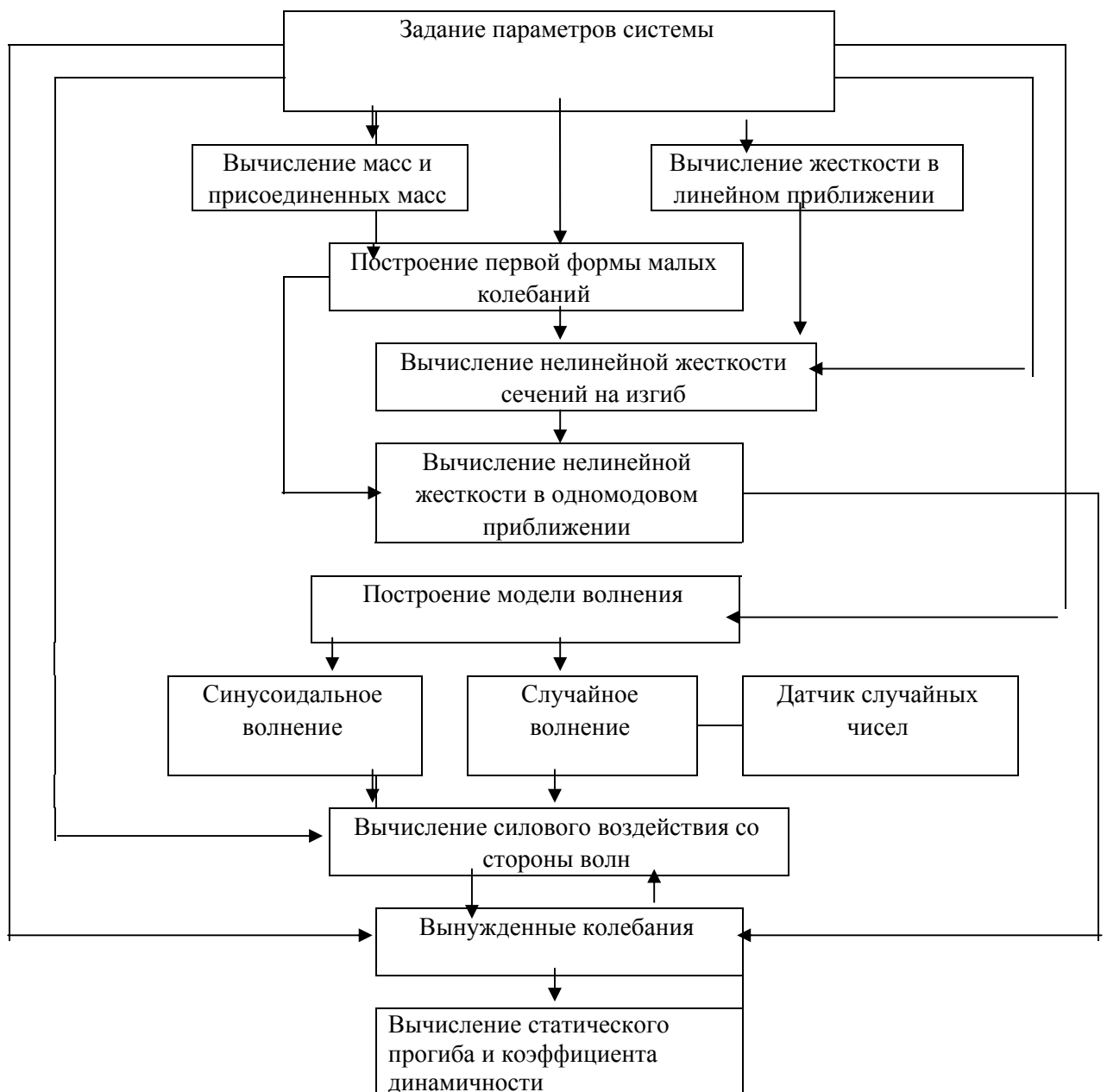


Рис.12. Блок-схема алгоритма расчета колебаний трехслойной трубчатой конструкции (одномодовое приближение)

В седьмой главе с использованием результатов предыдущих глав проводится анализ статичности и динамики технологической площадки, расположенной вблизи берега на глубине 17.5 м. Площадка представляет собой прямоугольную железобетонную плиту с размером в плане 46x18 м, опирающуюся на 44 вертикальные или наклонные трубчатые сваи. Глубина забивки свай в грунт 27.25 м.

Проводится статический и динамический расчет технологической площадки под действием собственного веса, нагрузки от работающего оборудования (тендеров), нагрузки от ветра, течения и льда, динамической нагрузки от волнения. Определяются продольные усилия в сваях, максимальные напряжения, смещения платформы. Найден коэффициент запаса конструкции по напряжениям. Особое внимание уделяется деформации свай и вопросу их взаимодействия с грунтом. Оказалось, что наибольший вклад в НДС вносит вес конструкции и ледовая нагрузка.

Рассмотренная в этой главе МСП относится к классу мелководных. Для нее частоты собственных колебаний существенно выше частот волнового возбуждения (см. рис. 1.1.2, сектор 1). Поэтому вклад волнового давления в НДС конструкции незначителен.

*Заключение.* В диссертации последовательно проведено исследование работы конструктивных элементов и конструкций опорных блоков МСП при квазистатическом и динамическом силовом воздействиях с целью решения проблемы определения их несущей способности при нелинейных проявлениях деформирования конструкционных материалов, нелинейных перемещениях фундаментов, эксцентриситетах приложения нагрузок, случайных волновых воздействиях.

В результате был разработан новый метод расчёта предельных квазистатических нагрузок на опорные блоки МСП с учётом упругопластических деформаций, основанный на введении понятия эквивалентного модуля. Реальному стержню (в частности, трубобетонному), работающему в упругопластической стадии, сопоставляется эквивалентный, но упругий стержень с эквивалентным модулем деформаций.

На базе этого метода разработана и реализована программа расчёта устойчивости сжато-изогнутых комплексных стержней. Достоверность и точность результатов численного решения доказана экспериментами над опорными колоннами и панелями опорных блоков МСП, загружаемых продольными и поперечными квазистатическими силами.

Универсальность программы проявляется и в возможности расчёта просто трубчатых (без заполнителя) конструктивных элементов платформ, труб с частичным (не на всю длину) заполнителем внутренней полости, композитных трубобетонных конструкций. Программа позволяет оценивать снижение несущей способности сжатых конструктивных элементов платформ, деформированных в процессе эксплуатации.

Было установлено, что нелинейное деформирование конструкционных материалов проявляется на самых ранних стадиях загрузки конструкций МСП, поэтому игнорирование этого факта нормами по проектированию на сегодняшний день недопустимо.

Выполненное в данной работе совершенствование методов динамического расчёта опорных блоков на основе максимально возможного на сегодняшний день сближения математических и физических моделей деформирования опорных конструкций МСП позволило представить новую теорию исследования динамики подобных гидротехнических сооружений при гармоническом и случайном волнениях.

В этой теории интегрально учитывается ряд нелинейных факторов: упругопластические деформации материалов, из которых изготовлены опорные блоки; нелинейность, обусловленная учетом вертикальных перемещений узлов; нелинейное взаимодействие конструкций опорного блока с грунтом и с морской средой с учетом случайных факторов.

Были предложены математические модели разной степени точности, учитывающие указанные выше типы нелинейностей, и составлены программы для получения численных результатов.

Для трех типовых конструкций МСП проведены численные эксперименты, позволившие определить НДС опорных блоков и построить амплитудно-частотные характеристики нелинейных (в том числе, случайных) колебаний опорных блоков МСП. Получены необходимые для практических расчетов значения коэффициентов динамичности, удобные для использования в практических расчетах.

Впервые предложена теория исследования динамики МСП, изготовленных из композитных материалов, в частности, из трубобетона при учете перечисленных выше нелинейных факторов.

Результаты исследований, выполненных в диссертации, использовались при проектировании технологических морских площадок ЛенморНИИПроектом.

### **Основные результаты опубликованы в следующих работах:**

#### *В статьях:*

1. Шеховцов В.А. Экспериментальные исследования трубобетонных ферм // Металлические конструкции и испытания сооружений: Сб. научн. трудов/ ЛИСИ. Л., 1977. С. 64-69.
2. Шеховцов В.А., Санжаровский Р.С. К вопросу устойчивости сжато-изогнутых стержней из композитных материалов // Металлические конструкции и испытания сооружений: Сб. научн. трудов / ЛИСИ.-Л., 1978. С. 50-57.
3. Шеховцов В.А. Некоторые результаты экспериментального и теоретического исследования устойчивости сжато-изогнутых комплексных стержней // Статика и динамика сложных механических

- систем и строительных конструкций: Сб. научн. трудов / ЛИСИ. – Л., 1981. С. 81-88.
4. Шеховцов В.А. Результаты экспериментально-теоретического исследования устойчивости сжато-изогнутых комплексных стержней. / Ленинградский инженерно-строительный ин-т. – М., 1981 – 6с. – Деп. В ВНИИПС, 1981, № 9, № 2716.
  5. Шеховцов В.А. Об устойчивости сжато-изогнутого комплексного стержня в упруго-ползучей среде. / Ленинградский инженерно-строительный ин-т. – М., 1981 – 7с. – Деп. В ВНИИПС, 1981, № 5, № 2467.
  6. Шеховцов В.А., Мутаоа И.А. Устойчивость составных трубобетонных элементов с плоской стенкой при поперечном изгибе // Металлические конструкции и испытания сооружений: Сб. научн. трудов / ЛИСИ.-Л., 1985. С. 92-99.
  7. Сковородкин М.С., Шеховцов В.А., Рыжаков Н.Н., Глубочанский А.Д. Системный подход в решении проблемы создания гидротехнических нефтегазопромысловых сооружений // Научно-техническое достижение № 88-021 / ЦООНТИ-Всесоюзно научно-исследовательский институт организации управления экономики нефтегазопромысловой промышленности. - М., 1988. С. 1-4.
  8. Шеховцов В.А., Чипига И.А. К вопросу определения изменения напряженно-деформированного состояния и перемещений гидротехнических сооружений из композитных материалов при нестационарном нагружении. // Морские сооружения континентального шельфа: Сб. научн. докладов. ВНИПИШельф. - Севастополь 1989.С 62-64.
  9. Шеховцов В.А., Шхинек К.Н., Мацкевич Д.Г., Яковлев В.В., Пятецкий А.В. Системный подход к расчету опорного моноблока морской стационарной ледостойкой платформы. // Нефтяная промышленность СССР: научно-технич. сб. / ВНИИОЭНГ. – М., 1989, № 10. С. 16-17.
  10. Шеховцов В.А., Рыжаков Н.П., Глубочанский А.Д. Опыт разработки, адаптации и эксплуатации комплекса программ автоматизации проектирования стационарных платформ. // Морские нефтегазопромысловые сооружения: сб. научн. трудов. - Рига, 1989. С. 36-39.
  11. Товстик П.Е., Шеховцов В.А.. Математические модели динамики морских стационарных платформ. Одиночная консоль. // Вестник С.-Петербург. ун-та. Сер. 1, N 2. 2005. С. 129-143.
  12. Шеховцов В.А. Колебания опорных блоков морских стационарных платформ при волнении // Научно-технические ведомости СПбГТУ, №4, 2005. С. 42-47.
  13. Tovstik P.E, Tovstik T.M. Shekhovtsov V.A., On the Mariner Fixed Offshore Platform Dynamic Under Random Wave Forces // XXIII Summer

school – Conference «Advanced Problems in Mechanics»: Book of Abstracts. – СПб., 2005. С. 91.

14. Товстик П.Е., Товстик Т.М., Шеховцов В.А. Моделирование колебаний морской стационарной платформы при случайном волнении // Вестник С.-Петербур. ун-та, Сер. 1, № 4, 2005. С. 61-69.
15. Shekhovtsov V., Tovstik P., Tovstik T. On the Mariner Fixed Offshore Platform Dynamics Under Action of the Random Wave Forces // 7 Magdeburger Maschinenbau Tage: Tagungsband, Magdeburg, 2005. Pg. 118-126.
16. П.Е.Товстик, Т.М.Товстик, В.А.Шеховцов. Метод осреднения в задаче о волновом воздействии на морскую стационарную платформу // Четвертые Поляховские чтения: Тезисы докладов международной научной конференции по механике. СПб., 2006. С. 82.

*В монографиях:*

1. Шеховцов В.А., Гусейнов И.Г. Несущая способность морских стационарных платформ: С.-Петербург. Гос. архитектурно-строит. ун-т.-СПб., 2003. - 350 с [17,5] Библиогр.: С. 329-344.- 1000 экз. – ISBN 5-9227-0014-6.
2. Шеховцов В.А. Случайные нелинейные колебания опорных блоков морских стационарных платформ: С.-Петербург. Гос. архитектурно-строит. ун-т.- СПб., 2003. - 246 с [15,4] Библиогр.: С. 230-243.- 1000 экз. – ISBN 5-9297-0014-7.